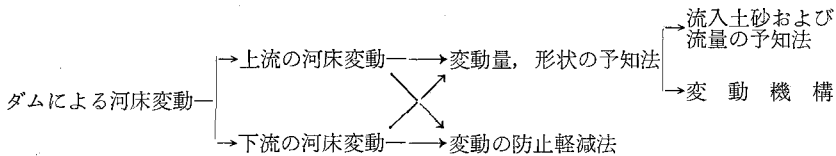


ダムにおける Sedimentation

緒 言

近年わが国では洪水調節、水資源開発、流出土砂災害の防止など種々の目的で多くのダムが築造されているが、これらは流水と流砂の Regime に大きな変化を与え、あるいは局所的にあるいは長区間にわたって河床の変動を誘起し、さまざまな問題を提起している。まず長区間の河床に与える影響として一般的に考えられるものは、ダム上流の土砂堆積による貯水容量の減少、洪水位の上昇とそれにもとづく浸水地域の拡大であり、またダム下流地域における河床低下による堤防護岸や用水取水に与える悪影響である。一方局所的な問題としては、ダム放水口付近における局所的な河床変動やダムに付ずいして設けられた種々の構造物周辺における局所的な河床変動があり、構造物の安全性に大きな影響を与える。これを水理学的に見ると、長区間の現象には河川そのものを一つの水流と考えたいわゆる一次元的な解析法を適用しうが、局所的な現象には、一次元的な解析法ではとうてい解決できないようなきわめて特異な河床変動をみることは少なくない。そこで便宜上、第1篇では前者を第2篇では後者を取り扱うことにするが、それぞれまた非常に広範囲の問題を含むので、ここでは以下に示すような問題に限って重点的に説明する。

第1篇はダム上流の河床変動論である。ダムによる河床変動とその問題を便宜上つぎのように分類することができる。



ダム上下流の河床変動の解析法は本質的には同じであるが、混合粒径の場合における粒度構成の変化の観点から見ると、それぞれの特性を持っており、それについての説明が確立されていないので、ここではダム上流の河床変動論と限定したのである。しかも上に示したすべての問題を総括的に論ずることは紙面の都合からも時間的にも非常に困難であるので、変動機構を重点的に説明することにする。このように問題を限っても、現象を支配する要因は非常に多く、これを一般的に論議することは困難である。そこで、1. ではわが国のダム上流の河床変動の実態を述べ、2、3の実例によって、この場合の特性である粒度構成の変化を検討し、これにもとづいて実際の場合における堆砂機構を概説する。2. では比較的単純な条件のもとにおける堆砂機構について、理論的、実験的に考察し、さらに堆砂に及ぼす密度流の影響について若干触れることにする。

残された多くの問題については別の機会に述べたいと考えている。

第2篇は局所洗掘論である。局所洗掘は多くの要因に支配される非常に複雑な現象であって、現在一般的な方法論が確立されておらず、種々の方法によってそれぞれ水理構造物周辺の洗掘現象が考察されてきている。限られた紙数でこれらのすべてを直接考察することは困難であるので、ここではできるだけ単純な場合の局所洗掘問題をとりあげ、基礎的な考察を進めることにし、その代表的な現象として、ダム下流部の放水口付近にみられるような鉛直または水平な噴流状の水流による洗掘問題について考察する。洗掘現象においては洗掘が生じる限界および洗掘の機構が重要である。そこで、1. では主として水平な噴流状水流による洗掘限界の問題をとりあつかい、限界掃流力との関連のもとに考察し、さらに砂礫の粒度分布や土砂の粘着性などの影響についても考察する。2. では水平噴流および鉛直噴流による洗掘の力学的機構を説明し、さらに粘着性ある土砂の洗掘機構に関しても若干言及することにする。

橋脚や空堤状の水理構造物周辺における洗掘問題や局所洗掘現象の実際問題については触れることができなかったが、これらについては適当なつぎの機会に解説したいものと考えている。

なお第1篇は芦田が担当し、第2篇は土屋が担当した。

第 1 篇 ダム上流の河床変動論

1. 河床変動の実態

1-1. 貯水池の堆砂量

わが国は地形急峻であり、地盤運動がはげしく、しかも降水量の多いことと相まって、山地の崩壊、土壌浸食によって多量の土砂が生産・流出するため、貯水池の堆砂量は諸外国に比してきわめて多い。吉良¹⁾によると、わが国発電用主要貯水池群 256 の平均年堆砂率(%) $[(\text{堆砂量}/\text{貯水容量}) \times 100]$ の平均値は約 2% 近くであり、すでに貯水容量の 80% 以上が埋没して、その本来の機能を失っている貯水池数が約 10% にも達している。通産省の統計による有効貯水量 100 万 m³ 以上の発電用貯水池の堆砂資料²⁾ によってもほぼ同様なことが認められる。

平均年堆砂率には表-1 に示すように地域別に非常に大きな差異があり、中部地方が最大である。

表-1 地域別平均年堆砂率

地 域 別	吉 良 の 資 料		通 産 省 の 資 料	
	貯 水 池 数	平均年堆砂率 (%)	貯 水 池 数	平均年堆砂率 (%)
北 海 道	14	1.69	8	0.75
東 北	66	1.45	28	1.11
関 東	18	2.05	5	1.88
中 部	65	2.81	38	3.23
近 畿	17	1.99	5	0.74
中 国	25	1.91	14	0.09
四 国	18	1.62	9	1.47
九 州	32	1.47	22	1.58
全 国 平 均	255	1.89	129	1.80
米 国	93	0.73		

実際には、貯水池の堆砂量に関係する要素は非常に多く、場所によってまちまちであって、上表は一応の目安を与えるに過ぎない。いま関係する要素を、土砂を生産・運搬する側（流域および気象的特性）とこれを受ける側（貯水池の特性）の両面に分類して列挙すると、

(A) 流域および気象的特性

(a) 流域面積、(b) 地質、土壌の特性、崩壊状況、(c) 地形的条件〔起伏量、高度、地貌(起伏量×高度)、傾斜、流域形状〕(d) 気象の諸条件〔降雨量、降雨強度、降雨継続時間、降雨の分布〕、(e) 溪流、河川の水利学的特質、(f) 植物被覆の程度、(g) 人為的諸作用（開墾、植林、砂防など）

(B) 貯水池の特性

(a) 貯水池の環境立地条件（連続階段式ダム群の場合どの位置にあるかなど）、(b) 貯水容量、(c) 貯水池形態、(d) 人為的諸作用（ダムゲートの操作方法、排砂設備の有無）

などである。田中³⁾はわが国の貯水池堆砂資料を検討して、(A)、(a)、(b)、(c) を取り上げ、流域単位面積当りの平均年堆砂量と地貌との関係を地形、地質を parameter として求めている。

Witzig⁴⁾ や鶴見⁵⁾ は、流域 1 km² 当りの一年間堆砂量には貯水容量と流域面積の比が重要であるとして、その関係を表わす経験式を提案している。吉良⁶⁾ は平均年堆砂率と(貯水容量)/(流域面積)の関係および(貯水容量)/(平均年間流入水量)の関係を調べ、それぞれ経験式を提案している。以上のものはいずれも堆砂量に関係する多くの要素の中で、その 2、3 に着目して求めた関係式であるので、相当なばらつきを示すのはむしろ当然であって、この意味では概略の程度を与えるに過ぎないが、関係する要素が多いことは反面適確な推定を困難にして

いることであって、この意味では実用的価値は大きいと考えられる。

1-2. 堆 砂 形 状

貯水池堆砂の典型的な形は、図-1に示すとおり、

(1) Top-set beds (頂部堆積層), (2) Fore-set beds (前部堆積層), (3) Bottom-set beds (底部堆積層), (4) Density current beds (密度流堆積層), の4部で形成される。

(1)および(2)はいわゆるデルタと呼ばれているもので、河床を転動してきた比較的粗い砂れきの堆積部分である。この中(2)はデルタの頂を通過した掃流砂がその直下流に堆積し、それに浮流砂による堆積の影響が加わって形成される比較的斜面勾配の急な部分である。このデルタは一般に時間の経過とともに前進すると同時にその上流端は上流へ遡上してい

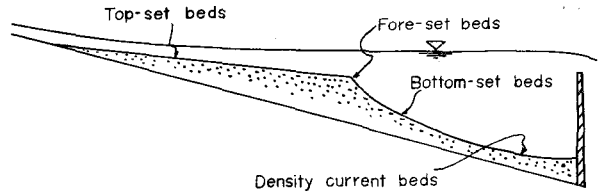


図-1 堆 砂 形 状

く。(3)は浮流砂の堆積領域であり、(4)は密度流によって河床に沿って緩かな速度で輸送されてきてダム近傍に堆積した微細粒子より成る部分である。堆砂の形状は、貯水池の形態、流入土砂の粒度特性(特に掃流砂量と浮流砂量の割合)、貯水池水位の変化の様子など多くの要素に影響され、必ずしも図-1の形式を取らず、デルタの形成されない場合、形成されても Fore-set beds の顕著でない場合も多い。またわが国では顕著な Density current beds が認められない場合も多いが、これに反してアメリカの Mead 湖などでは堆砂についての Density current の影響は大きく、多年にわたって詳細な調査が行なわれている⁷⁾。図-2は堆砂形状に関する2, 3の資料を示したものであるが、これによっても各種の場合があることが理解されよう。

一般に流入土砂中粗粒土砂割合が多い場合には顕著なデルタが発達する。また貯水位が大体一定している場合には、Top-set beds, Fore-set beds, Bottom-set beds または Density current beds の区分が比較的明瞭となるが、かんがい用貯水池のように、年間の貯水位変動が著るしい場合には、一旦上流側に形成されたデルタも低水時には洗掘されてダム付近まで再輸送されるので、全域均一な堆砂分布をなし、顕著なデルタが発達しない場合が多い。この場合の堆砂の粒度分布は顕著なデルタが形成される場合よりも複雑となり、いわゆる堆砂層理(または偽層理)を示す⁸⁾。

堆砂量と同じであっても、どのような堆砂形状を取るかによって、有効貯水量の減少の模様や貯水池上流区域の洪水位上昇量が異なるので、堆砂形状の推定は堆砂量の推定とともに非常に重要な問題である。U. S. A. 開拓局などでは、簡単な幾何学的な形であらわす堆砂分布の予知法がいくつか提案されている⁹⁾。すなわち元河床にそって一樣厚さで堆積するとする area-increment method, 貯水池形態を4種類の基準形に分類し、それぞれに対して堆砂形状を経験的に定めている empirical area-reduction method などがある。これらの方法のわが国貯水池への適用性について2, 3吟味されている例もあるが^{10), 11)}, このような簡単な関係を多くの要素に支配される複雑な現象に適用するには自ずから限度がある。このような方法は有効貯水量の減少量を求めるにはある程度有用であるが、それよりもさらに精度を必要とする背水終端

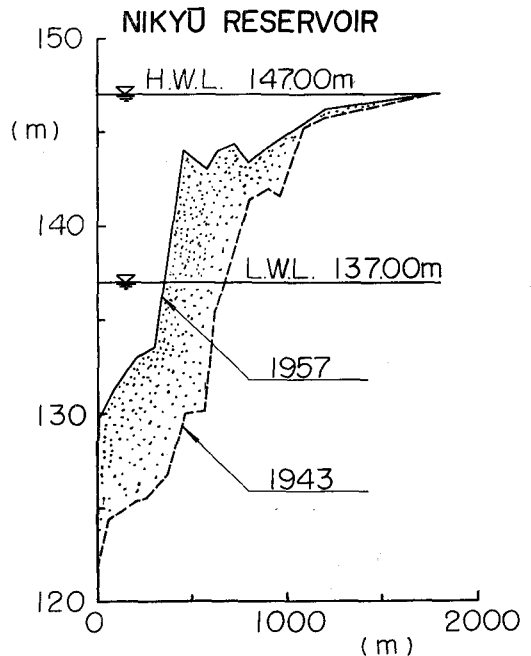


図-2 (1)

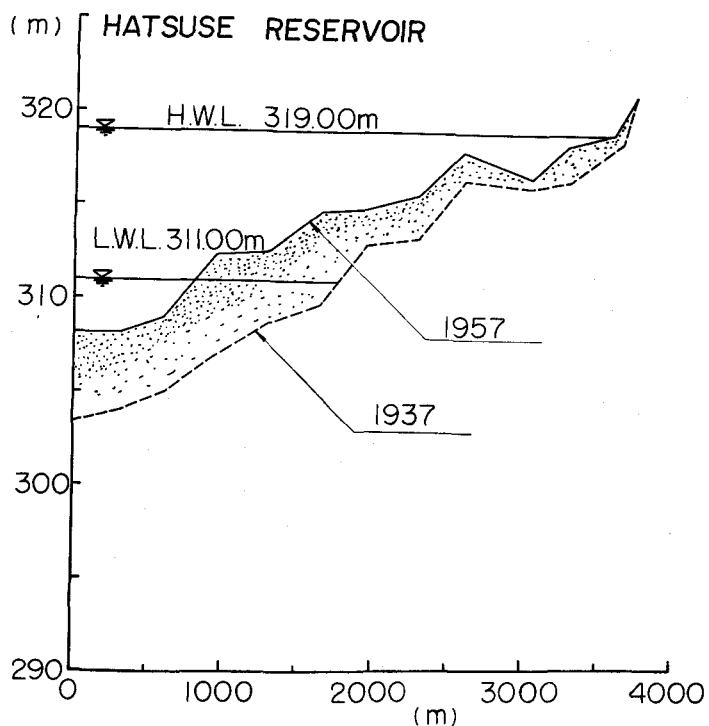


図-2 (2)

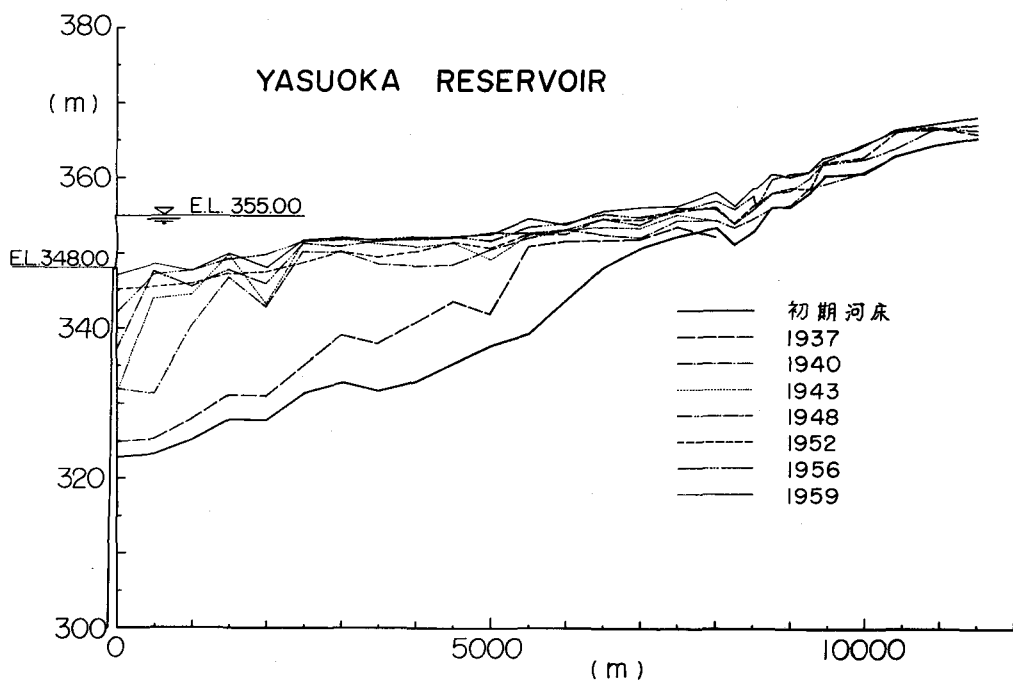


図-2 (3)

図-2(1).(2).(3) 貯水池堆砂縦断面形の実例

付近上流区域の河床上昇量の推定には適用困難である。

つぎに満砂後のダム上流の河床は図-2(3)に見られるように時間の経過とともに徐々に上昇し、背砂の上流端も上流へ遡上していき、次第に平衡状態に近づいていく。

1-3. 堆積土砂の粒度分布および密度

貯水池の堆積土砂の粒度分布は顕著な篩分け作用のために場所的に変化する。特に掃流砂の堆積部分と浮流砂のそれとは粒度分布の変化は著しい。このことから逆に貯水池の粒度分布を知って掃流砂と浮流砂の堆積の割合や堆積の機構を知ること可能であろう。図-3は中部電力¹²⁾において調査された泰阜ダムの堆砂粒度分布である。

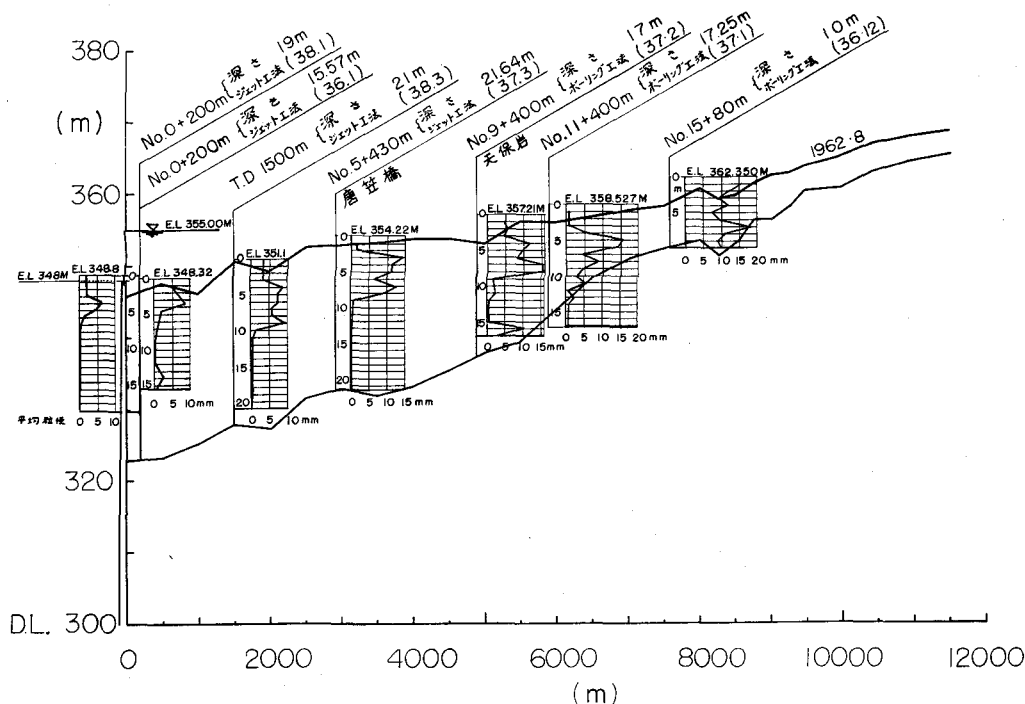


図-3 堆砂の粒度分布 (平均粒径の分布)

初期河床に対する背水終端付近 (No15+80m) では堆積層の深さ方向に平均粒径はほとんど変化せず 10 mm 程度であって、掃流砂による堆積であることが理解される。貯水池内における堆砂の平均粒径は表層 1~2m 程度は非常に細かいが、それより下数mの厚にわたって大きく、背水終端付近のものとはほぼ等しい。かつその層の下は急激に小さくなり、旧河床まであまり変化しない。表層の細かい平均粒径の部分はゲートの閉じられている時期に流入した浮流砂の堆積部分であろう。したがってこの領域の粒度特性および河床高は洪水の特性とゲートの操作条件によってきわめて変動しやすい。その下の平均粒径の大きい部分および小さい部分はそれぞれ掃流砂および浮流砂の堆積層であると考えられる。こ

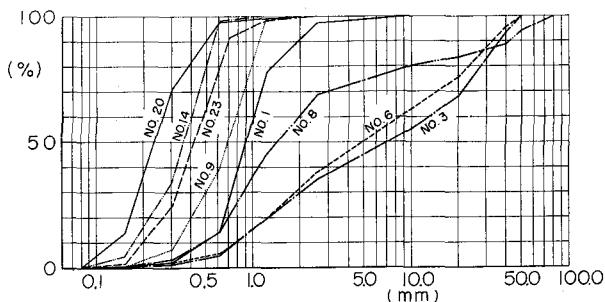


図-4 堆砂層の粒度分布

表-2 神内上池における堆砂層理 (吉良による)

層	No.	旧池床層理 よりの厚さ (cm)	粒 径 分 布										最大		原 土		細 土				色	土 性 名				
			礫			粗 砂		細 砂		微 砂		粘 土		細土中 粘土分 (%)	粒径 (mm)	仮比重(δ_a)		真 比 重 (δ_r)	孔隙率 (%)	有機物含量						
			4mm	4mm	2mm	1mm	0.5mm	0.25mm	0.05mm	0.01mm	mm	mm	粗			密	平均			粗			密	平均	C (%)	Hums (%)
	15	L_s	470	10	0	0	1.28	0.87	0.82	0.79	16.93	79.31	79.31	79.31	79.31	2.00	720.890	810.720	0.890	81.2	4.8	67.34	2.04	3.52	暗褐色	腐植を含む 細殖土
	14	L_R	460	60	16.69	26.87	21.08	19.55	12.42	1.33	0.73	1.33	1.33	1.33	2.35	15.01	351.51	1.431	271.32	1.30	2.69	51.67	0.28	0.48	茶褐色	礫に頗る 富む砂土
	13	L_s	400	15	0	0	0	0.02	1.52	2.54	35.38	60.54	60.54	60.54	60.54	1.00	680.830	760.680	0.830	76.2	6.3	71.10	2.50	4.30	淡青色	腐植を含む 細殖土
	12	L_R	385	40	16.08	31.58	24.89	20.62	5.42	0.60	0.34	0.47	0.47	0.47	0.90	15.01	361.48	1.421	251.38	1.32	2.81	53.02	0.17	0.30	茶褐色	礫に頗る 富む砂土
	11	L_s	345	5	0	0	0.40	0.86	3.12	4.46	22.72	68.44	68.44	68.44	68.44	2.00	700.880	790.700	0.880	79.2	5.9	69.50	2.26	3.89	淡青色	腐植を含む 細殖土
	10	L_R	340	10	22.00	26.06	20.80	15.82	11.04	1.84	0.60	1.84	1.84	1.84	3.55	17.01	391.53	1.461	291.41	1.35	2.82	50.35	0.26	0.44	茶褐色	礫に頗る 富む砂土
	9	L_s	330	10	0	0	0.22	0.32	5.06	9.72	34.68	50.00	50.00	50.00	50.00	2.00	740.910	830.740	0.910	83.2	8.4	70.80	2.35	4.05	青 色	礫腐を含む 細殖土
	8	L_R	320	30	8.58	31.30	28.72	19.27	7.18	1.95	0.66	2.34	2.34	2.34	3.90	8.01	301.42	1.361	281.38	1.33	2.99	55.50	0.23	0.39	褐色	礫に頗る 富む砂土
	7	L_s	290	10	0	0	0.02	0.14	0.42	0.92	24.48	74.02	74.02	74.02	74.02	2.00	710.890	800.710	0.890	80.2	5.1	68.10	2.08	3.58	青 色	腐植を含む 細殖土
	6	L_R	280	70	21.70	31.30	20.54	15.53	6.16	1.65	0.63	2.49	2.49	2.49	5.30	12.01	361.40	1.381	301.42	1.36	2.73	50.10	0.33	0.57	黄褐色	礫 土
	5	L_s	210	30	0	0	0.38	0.26	0.10	0.08	7.56	91.62	91.62	91.62	91.62	2.00	690.870	780.690	0.870	78.2	4.8	68.50	2.64	4.55	青 色	腐植を含む 細殖土
	4	L_R	180	20	43.19	28.38	10.21	8.15	5.56	1.68	0.40	2.43	2.43	2.43	8.60	17.01	391.57	1.481	291.36	1.36	3.2	51.60	0.16	0.27	茶褐色	礫 土
	3	L_s	160	40	0	0	0.02	0.90	12.76	16.36	30.16	39.80	39.80	39.80	39.80	2.00	820.960	890.820	0.960	89.2	6.7	66.70	1.90	3.27	暗青色	腐植を含む 細殖土
	2	L_R	120	20	29.49	33.33	15.89	12.46	4.55	1.69	0.49	2.10	2.10	2.10	5.65	15.01	371.43	1.401	271.36	1.36	3.2	52.70	0.14	0.25	黄褐色	礫 土
	1	L_s	100	100	0	0	0.02	0.06	0.24	0.60	19.46	79.62	79.62	79.62	79.62	2.00	690.900	800.690	0.900	80.2	7.6	71.00	1.99	3.43	暗青色	腐植を含む 細殖土

のことをさらに詳細に検討するために、No 5+430 m の地点を例にとって各層における粒度分布を調べたものが図-4である(図中 No は河床面よりの深さ m)。粒度分布特性も平均粒径の大きい層と小さい層の2つの groupe において顕著に相異し、前者は小さい粒径から大きな粒径までかなり広範囲に分布するのに対して、後者は比較的均一な分布を示す。このことから、粒径の大きい部分および小さい部分はそれぞれ掃流砂および浮流砂の堆積層であることが理解される。掃流砂および浮流砂の堆積層の境界は比較的明瞭に区分することができるが、その高さは貯水池に流入する掃流砂量と浮流砂量との割合によって定まるものと思われる。掃流砂の割合が多くなるほど深くなり、逆に少なくなるほど表層に近づいてくることになる。

割合が一定でかつ水理条件が一定の場合には、ほぼ同じ深さを移動していくことが予想されるが、このことは後記する浮流砂を伴う堆砂の実験によって実証された。

図-3においては境界の深さが縦断的に変化しているが、それぞれに対して堆砂をおこさせた洪水の規模、下流端の条件が変化したことによるものであろう。

つぎに貯水池における掃流砂がどのような粒度分布を取るかは非常に重要な問題であるが、これは上流から供給される各粒径ごとの流砂量の比率に対応して定まるものと考えられる。すなわち概念的には、背水終端付近の摩擦速度で、与えられた各粒径ごとの流砂量を掃流および浮流の形で流すような粒度構成になるものと考えられるが、これはさらに研究しなければならぬ問題である。

貯水池水位が季節的にかなり大きく変化するような場合には、水位の低い時期に洪水があると掃流物質はダム近くまで運搬されるが、水位が高い時期には浮流物質が堆積する。こうしたことを繰り返すと、浮流物質および掃流物質の互層が発達する。吉良¹³⁾は神内上池や奥の堂池などで減水期を利用して、この堆砂層理についての調査を行なっている。表-2は其中、神内上池の Bottom-set beds と考えられる地点についての1例であるが、明瞭な互層が認められる。浮流物質層(Ls)は大体粘土(この場合 0.01mm 以下)を多量に含む細粒土かこれに近いいわゆる腐植量の多い腐泥であり、この層は洪水時または常時出水時に浮流や底層密度流として運ばれた微細な浮流物質または池内の生物(主として plankton) 遺体などが徐々に沈澱堆積して形成された層である。また掃流物質層(LR)は大体礫に富む砂土か礫土からなっており、その腐植含量も少なく、主として、減水期の洪水時に掃流形式で運搬され、浮流物質層を被覆するごとく堆積した層である。このように貯水池の堆積土砂の粒度分布は、流入土砂量および粒土構成、洪水の規模、貯水池水位の条件などによって、極めて複雑な変化をするが、このことは逆に貯水池内の粒度分布を調べることによって、どのような過程で堆積してきたかを知りうることを示している。

貯水池内の堆積土砂の密度は堆積土砂容量を予知する場合にも、堆積土砂の浚渫計画を立てる際にも知っておくべき重要な値である。これは堆積土砂の種類、堆積後の経過年数、貯水池内水面変動などにより、かなり大幅に変化する。一般に土砂の粒子が大きいほど、堆積後の経過年数が長いほど、また水面低下して大気にさらされている期間が長いほど密度は大きい。Herman G Heinemann¹⁴⁾の調査によると、堆積土砂の密度は 0.56 gr/cm³~1.47 gr/cm³ と大巾な変化を示したが、これには粘土含有量が最も支配的な影響を与え、含有量が多くなるほど密度は減少するという結果がえられている。

参考のために Bureau of Reclamation で採用されている経年々数50年のときの密度を表-3に示しておく。

表-3 貯水池の堆砂密度(Bureau of Reclamation による)

土 砂 の 種 類	貯 水 池 操 作	密 度 (gr/cm ³)
10% 以下の砂混入	水面低下期間短い	0.833 ~ 1.000
"	" 長い	0.916 ~ 1.080
10% ~ 25%の砂混入	水面低下期間短い	0.916 ~ 1.080
"	" 長い	1.000 ~ 1.170
25% ~ 50%の砂混入		1.170 ~ 1.250
50% ~ 75%の砂混入		1.250 ~ 1.420
75% 以上の砂混入		1.420 ~ 1.670
玉石、礫、砂の混入		1.670 ~ 1.830

表-4は泰阜ダムにおいて調べた堆積土砂密度の鉛直分布である。

表-4 堆積土砂密度の鉛直分布（泰阜ダムの堆砂資料による）

河床よりの深 さ (m)	1	1.5	2	2.5	3	3.5	4	4.5	5	5.5	6	6.5	7
密度 (gr/cm ³)	1.74	1.73	1.96	1.88	2.00	1.94	1.94	1.93	2.04	1.93	1.91	1.84	1.68
河床よりの深 さ (m)	7.5	8	8.5	9	9.5	10	10.5	11	11.5	12	12.5	13	13.5
密度 (gr/cm ³)	1.79	1.97	1.35	1.62	1.60	1.63	1.59	1.59	1.59	1.61	1.60	1.60	1.55

これによると 8.5m をさかいに上層と下層とでは密度がかなり異なり、下層は小さくなっているが、これはこの付近で粒度が異なり下層は粒径が細くなっていることに対応するものである。

なお堆積土砂の容量を算定するときに用いる空隙率 λ は $\lambda=1-$ （堆積土砂の密度/土粒子の密度）であるから、泰阜ダムの資料では $\lambda=0.3\sim0.4$ となる。

2. 河床変動の機構

2-1. 河床変動の基本方程式

一般に河川における水流は、その時間的変化が緩慢で、河床変動の計算では近似的に定常流として取り扱ってよい。その場合の運動方程式は、抵抗法則として Manning 型を用いれば、

$$\frac{dH}{dx} + \frac{d}{dx} \left(\frac{Q^2}{2gA^2} \right) + \frac{n^2 Q^2}{R^{4/3} A^2} = 0 \quad (1)$$

ここに H : 水位, A : 断面積, R : 径深, Q : 流量

一方単位巾, 単位時間当りの掃流砂量 q_B については、数多くの式が提案されているが、いずれも次の式形で書き表わされる。

$$\frac{q_B}{u_* \cdot d} = f \left(\frac{\tau}{(\sigma - \rho)gd}, \frac{\tau_0}{\tau}, \varphi \right) \quad (2)$$

ここに g_B : 単位巾, 単位時間当りの掃流砂量

u_* : 摩擦速度, τ : 掃流力

d : 粒 径, τ_0 : 限界掃流力

φ : 底面の粗度によって変化する係数

掃流砂による河床変動の式は

$$\frac{\partial Z}{\partial t} + \frac{1}{B(1-\lambda)} \frac{\partial (q_B \cdot B)}{\partial x} = 0 \quad (3)$$

B : 掃流幅, Z : 基準面からの河床高

λ : 空隙率 (%) を 100 で割って示した値

(2)式の u_* , τ は

$$u_* = (g^{1/2} n Q) / A R^{1/6} \quad (4)$$

$$\tau = \rho u_*^2 \quad (5)$$

で与えられる。

(2)式の流砂量式として適当なものを用い、これと (1) および (3)式とを与えられた境界条件および河道条件のもとに連立に解けば、河床の変動が解析される。数値計算法として、特性曲線法や Δx , Δt の矩形格子で計算する方法がある。後者について説明するとつぎのとおりである。(3)式において $\partial Z / \partial t$, ∂x をそれぞれ ΔZ , Δt , Δx とおけば、

$$4Z = - \frac{4(q_B \cdot B)}{B(1-\lambda)4x} \cdot dt \quad (6)$$

となる。(1)式を用いて不等流計算を行ない、各断面の H を求める。 A, R などは H の関数であるから (4)、(5)式から u_*, τ が求まり、(2)式により q_B が求まる。 dt 時間内はこれらの諸量が一定であるとすれば (6) 式より各断面間の $4Z$ が求まり、新しい河床高が定まる。これに対して上の計算手順を繰り返して行けば河床の時間的变化が求まる。このような計算は非常な手数を要するから高速度計算器の使用が適しており、現在盛んに行なわれるようになってきた。しかしその精度は流砂量式および抵抗係数に左右されるので、これらの精度高上が特に望まれる。

ダム上流の河床変動も原理的には上の方法を適用して解析することができる。しかし貯水池が埋没しつつある状態における河床変動はデルタの形成に伴って特異な挙動を示すから、河床変動の解析には、堆砂機構に関する特性を十分知っておくことが必要である。

2-2. 掃流砂による堆砂機構

ここではデルタが進行しつつある状態における堆砂機構についてのみ述べる。デルタがダムに到達した後すなわち満砂後の河床変動に関しては前節の方法がそのまま適用しうからである。貯水池の堆砂には掃流砂によるものと浮流砂によるものとがあり、その機構を異にする。実際の貯水池においては両者が混在するから、堆砂の問題を解明するためには両者を考えなければならないことはいうまでもない。しかし浮流砂による堆砂を解析的に取り扱っていくことは後述するように非常に困難であること、最近各地で問題化しているダムによる上流区域の背砂の問題に直接影響するものは掃流砂であると考えられていることなどのために、従来の実験的、解析的研究では掃流砂による堆砂を対象としたものがほとんどであり、この面では数多くの研究が行なわれている^{(15)~(19)}。これらはいずれもほぼ同様な結果を示しており、堆砂の機構はかなり明確になっている。これらの結果をまとめて示すとつぎのとおりである。

(1) プール内では堆砂の下流端は図-5に示すとおり段丘（デルタ）をなす。段丘部の斜面の傾斜角は砂の水中安息角にはほぼひとしい。

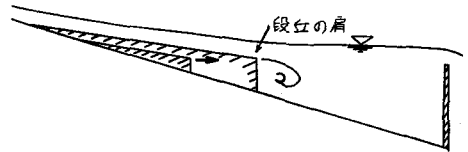


図-5 段丘の説明図

(2) 段丘の肩の所で、水流は底面から剝離し段丘の肩を通過した流砂は段丘の下流側に水中安息角で堆積して段丘は前進する。

(3) 段丘の発生する位置はプール末端付近であるが、流砂量/流量比や水面形によって若干異なり、前者の値が小さくなるほど下流へ移動する。また水面形が影響する代表的なものとして跳水を伴ってせきのプールに入る射流こう配水路の場合には、跳水地点に段丘が発生する。

(4) 段丘が十分に発達してくると、流量、流砂量、貯水位が変化しなければ、段丘の肩はほぼ水平に近い面上（この標高は後記するように流量、流砂量および貯水池水位によって変化するが、自由越流の条件のもとでは一般にダムクレストに近い位置にある）を移動する。

(5) 流量、流砂量を一定に保持すれば段丘肩の水深 h_r はほぼ一定である。

(6) 段丘が前進するにつれて、堆砂面は上昇し、堆砂の上流端（ダムによる河床上昇の影響範囲の最上流端）は段々上流に遡っていく。堆砂面が上昇するとそれとほぼ同量だけ水位も上昇する。

(7) 段丘の前進速度は段丘の高さに逆比例しておそくなる。これは段丘部を通過する流砂量が変化しないことによる当然の結果である。

(8) 堆砂面こう配は流砂量/流量比が大きくなれば大きくなる。

(9) 段丘がせきに到達した後でも上流からの流量、流砂量を一定にして流し続けていると、せきから越流する流砂量は時間とともに次第に増加し、上流からの給砂量に近づいて行く。また堆砂面こう配は次第に急になり平衡こう配に接近する。

以上のように、掃流砂による貯水池の埋没過程は段丘の挙動に特徴づけられるが、これについては2-1.において述べた河床変動の基本方程式をそのまま適用することができないので、この取り扱い方法を示すとともにどう

して段丘が上のような特性を示すかについても若干考察する²⁰⁾。
解析の便宜上座標軸を図-6のように取れば、広幅員長方形水路
に対する水流の運動方程式は、(1)式の代りにつぎのように書き
表わされる。

$$-i + \frac{\partial(h+\eta)}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{u^2}{2g} \right) + \frac{u_*^2}{gh} = 0 \quad (7)$$

また(2)式の流砂量式として、Brown型を用いることにすれば

$$q_B = \alpha u_* (u_*^2 - u_{*c}^2)^m \quad (8)$$

である。ここに、

$$\alpha = K \cdot d / [(\sigma / \rho - 1)gd]^m \quad (9)$$

で、 K, m は常数、 d は粒径である。

また流砂の連続式は、

$$\frac{\partial \eta}{\partial t} + \frac{1}{(1-\lambda)B} \frac{\partial (q_B \cdot B)}{\partial x} = 0 \quad (10)$$

抵抗法則として Manning 式を用いると、

$$u_*^2 = n^2 g Q^2 / B^2 h^{7/3} \quad (11)$$

以上の諸式から、 $dB/dx = 0$ の場合の河床変動をあらわす方程式として次式をうる。

$$\frac{\partial \eta}{\partial t} + \phi(h) \left\{ 1 - \left(\frac{h_0}{h} \right)^3 \right\}^{-1} \cdot \frac{\partial \eta}{\partial x} = \phi(h) \left\{ i - \frac{n^2 Q^2}{h^{10/3} \cdot B^2} \right\} \left\{ 1 - \left(\frac{h_0}{h} \right)^3 \right\}^{-1} \quad (12)$$

ここに、

$$\phi(h) = \frac{7}{6} \frac{\alpha \cdot g^{m+1/2} Q^{2m+1} \cdot n^{2m+1}}{(1-\lambda) B^{(2m+1)}} \frac{1}{h^{13/6}} \left\{ \frac{1}{h^{7/3}} - \frac{1}{h_K^{7/3}} \right\}^m \left\{ 1 + \frac{2m}{1 - (h/h_K)^{7/3}} \right\} \quad (13)$$

h_0 は限界水深、 h_K は砂の移動限界水深である。

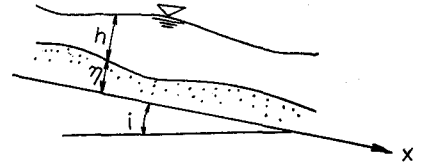


図-6 記号説明図

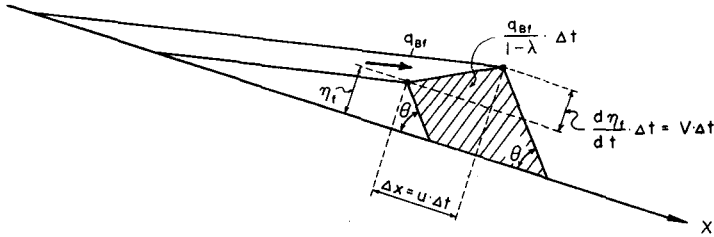


図-7 砂堆の進行に関する説明図

段丘肩の進行方向は図-7に示すように基準面に平行な進行速度 U とそれに直角方向の上昇速度 V とに分け、その合成速度の方向であると考えられる。進行速度 U は段丘肩を通過する全流砂が、その前面に堆積するものとして求めうる。 Δt 時間に砂堆肩が Δx だけ進んだとすると、流砂の連続式より近似的に、

$$\frac{q_{Bf} \cdot \Delta t B}{(1-\lambda)} = \left[\left\{ \eta_f + \frac{1}{2} \frac{d\eta_f}{dt} \Delta t \right\} \Delta x + \frac{d\eta_f}{dt} \Delta t \eta_f \cot \theta \right] B \quad (14)$$

したがって

$$U = \lim_{\Delta x \rightarrow 0} \frac{\Delta x}{\Delta t} = \frac{dx}{dt} = \left\{ \frac{q_{Bf}}{(1-\lambda)} - \frac{d\eta_f}{dt} \cdot \eta_f \cdot \cot \theta \right\} \frac{1}{\eta_f} \quad (15)$$

となる。一方鉛直方向の上昇速度 V は

$$V = \lim_{\substack{d\eta_f \rightarrow 0 \\ dt \rightarrow 0}} \frac{d\eta_f}{dt} = \frac{d\eta_f}{dt} = \left(\frac{\partial \eta}{\partial t} \right)_r + \left(\frac{\partial \eta}{\partial x} \right)_r \cdot U \quad (16)$$

ここに添字 f は段丘肩上で値を示す。

$d\eta_f/dt$ が $q_{nr}/(1-\lambda)$ に比して小さいとみなすと(15)式は

$$U = q_{nr} / (1 - \lambda) \eta_f \quad (15)'$$

となり、砂堆肩の運動方向の基準面に対するこう配 I は、

$$I = \frac{V}{U} = \frac{1}{U} \left(\frac{\partial \eta}{\partial t} \right)_r + \left(\frac{\partial \eta}{\partial x} \right)_r \quad (17)$$

となる。そこで(12)式の $\left(\frac{\partial \eta}{\partial t} \right)_r$ を(17)式に代入すれば、

$$I = \frac{7}{6} \cdot \frac{\eta_f}{h_f} \left\{ 1 + \frac{2m}{1 - (h_f/h_K)^{2/3}} \right\} \left\{ \frac{i - (\partial \eta / \partial x)_r - n^2 Q^2 / B^2 h_f^{10/3}}{1 - (h_c/h_f)^3} \right\} + \left(\frac{\partial \eta}{\partial x} \right)_r \quad (18)$$

となる。いま砂堆肩上の水深を h_f 、その下流前面の水深を h_i とすると、両者の間に運動量保存の法則を適用すると、

$$\rho h_i u_i^2 - \rho h_f u_f^2 = \rho g \{ (h_f + \eta_f)^2 - h_i^2 \} / 2 \quad (19)$$

が成り立つ。ここに u_i 、 u_f はそれぞれ水深 h_i 、 h_f に対する流速で、

$$B h_i u_i = B h_f \cdot u_f = Q \quad (20)$$

を満足する値である。ゆえに(19)と(20)式より、

$$\frac{2h_c^3}{h_i} + h_i^2 = \frac{2h_c^3}{h_f} + (h_f + \eta_f)^2 \quad (21)$$

となる。砂堆肩の高さ η_f と下流水深 h_i がわかると、(21)式より肩上水深 h_f が解け、(15)'および(18)式を用いて砂堆肩の軌跡を求めることができる。実験の結果では砂堆肩の移動軌跡は流量、流砂量および下流水位によって異なり、セキクレスト面近くを通る場合やそれよりかなり低い面を通る場合などがあるが、いずれの場合にも、上の計算値と実測値とはかなりよく一致した。

2-3. 浮流砂を含む場合の堆砂機構

前節では掃流砂による堆砂機構について述べたが、実際の貯水池では浮流砂による堆砂の部分かなり多く、この場合の堆砂機構の解明が非常に重要なのである。

浮流砂の運動機構や特性などについては現在盛んに研究されている。例えば日野や志村などは浮流砂を含む流れの乱流構造や流速分布特性について研究を行ない、岩垣、土屋および矢野らは混合砂の浮流に関する基礎的な研究を行っており、それぞれ注目すべき事実が明らかにされているが、さらに解明すべき問題も多く残されている。こうした基本的な問題に加えて、実際問題としては貯水池に流入してくる浮流砂量およびその粒度特性を推定することとも非常に困難な問題である。しかし浮流砂の堆砂は貯水池内の堆砂量および堆砂形状ひいては有効貯水量の減少に対しては支配的な影響があるばかりでなく、貯水池上流区域の掃流砂による堆砂領域の河床上昇に対してもかなりの影響を持つものであり、実際的な要請から数多くの経験的な関係が求められている。しかし堆砂量や堆砂形状には多くの要素が関係し、場合によって非常に異なるから単なる経験的な取り扱いではなく、水理学的な取り扱いによって堆砂機構を明確にしていくことがどうしても必要になってくる。

合田²¹⁾は上水取水の立場から、浮流砂の堆砂について解析的、実証的研究を行なっている。矢野、芦田、大同、前田²²⁾らは浮流砂と掃流砂とを含む場合の堆砂機構に関する実験的研究を行なっている。これらの実験は比較的単純化された条件のもとで行なわれたものであるが、実際の場合の堆砂現象の基本を理解していく上に参考となり、また従来行なわれている掃流砂のみによる河床上昇は浮流砂の堆砂の影響を考慮するとどのように相違するかなどを考えていく上の基本的な資料となりうると思われるので、以下にかなり詳しく述べる。

(1) 実験装置および方法

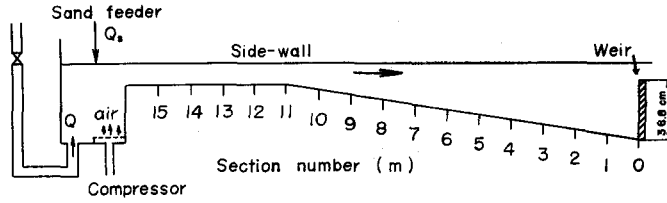


図-8 実験水路

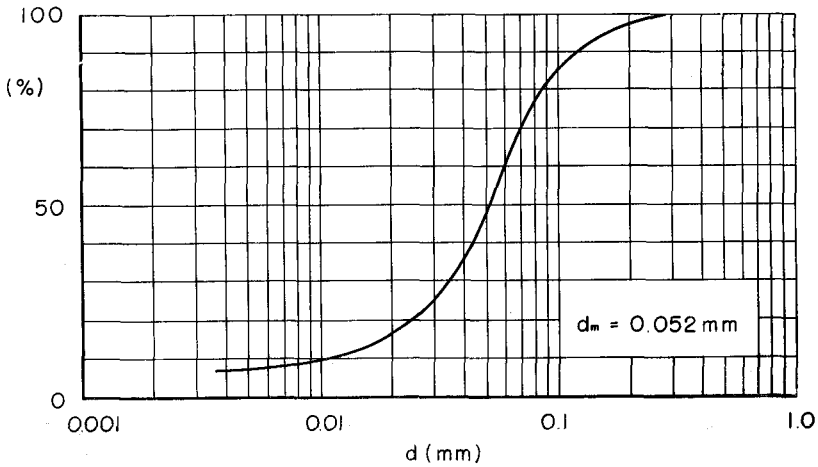


図-9 実験砂の粒度分布

実験は図-8に示す水路において、数種類の一定の流量と流砂量のもとでそれぞれ数時間通水され、各時間、各測点での堆砂高、堆積物の粒度構成、浮流砂の濃度分布および粒度構成が測定された。実験用砂は $\sigma=2.67$ の珪砂でその粒度分布は図-9に示すとおりである。堆砂形状は一度水を止めて測定され、測定完了後ふたたび通水して実験が継続された。濃度分布の測定は $30\text{ mm} \times 2\text{ mm}$ の長方形断面を持つ pipe を用いてサイフォン式に採水され、浮流砂および河床砂の粒度構成は V.A.-tube を用いた沈降速度分布によって表わされた。

(2) 実験結果とその考察

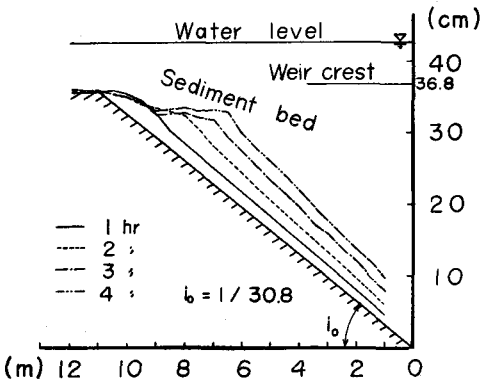


図-10 堆砂形状の実験結果

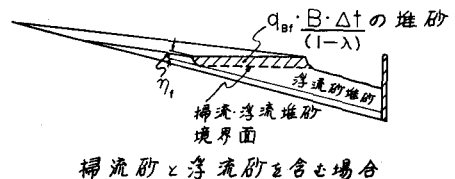
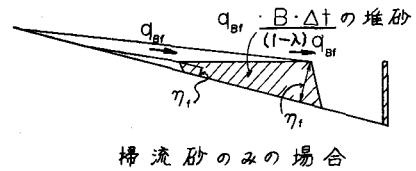


図-11 デルタの進行説明図

(i) 堆砂形状：実験結果の1例を示すと図-10のとおりであり、図-2に示した実例とかなりよく類似している。すなわち、河床こう配の急変点があられ、これを境にして上下流2つの領域で、堆砂の特性は非常に異なる。上流の領域では砂鏈が発生したが、こう配急変点より下流において急激に減少し、ごくわずかの区間で完全に消失した。このことは上流の領域が掃流領域であるのに対して、下流の領域が浮流砂の堆積領域であることを示している。

(ii) デルタの先端の運動：デルタの先端は、掃流砂のみの堆砂の場合とほぼ同様に水平面上を移動する。ただし進行速度に関しては両者においていちじるしく異なる。進行速度 U は $U = q_{nr}/(1-\lambda)\eta_r$ であるから、図-11に示すように掃流砂のみの場合には η_r がデルタの進行とともに増大するため減少するが、浮流砂を含む場合にはほぼ一定である。後者の事実は浮流堆砂の上を掃流砂が埋没していき、その境界面がほぼ水平であることを示している。すでに述べた泰阜貯水池の堆砂資料はこの事実を実証していると考えられる。

(iii) 濃度分布：平衡状態における浮流砂濃度の鉛直分布は Rouse によって次式で与えられている。

$$\frac{C}{C_a} = \left(\frac{h-z}{z} \cdot \frac{a}{h-a} \right)^\zeta \quad (22)$$

$$\zeta = w/\kappa u_*$$

ここに、 C , C_a はそれぞれ河床から z および a の高さにおける濃度、 h は水深。 w は沈降速度。上式は C と $(h/z) - 1$ とが両対数紙上で直線関係で表わされることを意味するが、掃流砂の領域と浮流砂の堆積領域で濃度分布がどのようなになるかを示したものが図-12であり、その分布形は両者においていちじるしく相異なる。

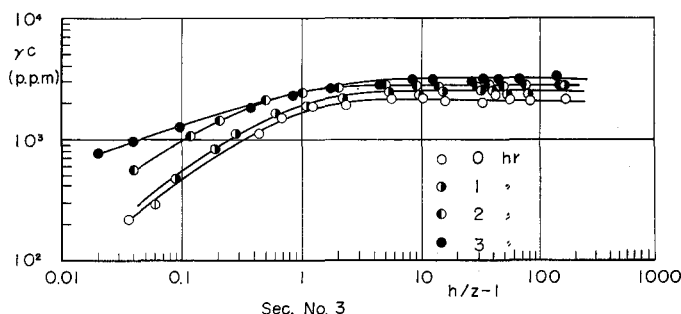


図-12(1) 濃度分布

図上で直線関係で表わされているものはいずれも掃流領域のものであって、平衡状態における分布形に従っていることがわかる。この領域では時間の経過とともに濃度はほとんど変化しない。したがってデルタの先端においては濃度分布はほぼ一定に保たれている。これに対して浮流砂の堆積領域では河床付近かなりの範囲にわたって濃度一定の層が存在する。すなわち河床付近においては $\partial c/\partial z = 0$ であるが、これは堆積が進行しつつある状態では乱れの効果が非常に小さいことを示している。浮流砂の堆積領域ではデルタからはなれるにつれて濃度は減少する。掃流領域から浮流砂の堆積領域への濃度分布形の移行は比較的急激である。

(iv) 浮流砂と堆積砂の粒度分布：図-13およ

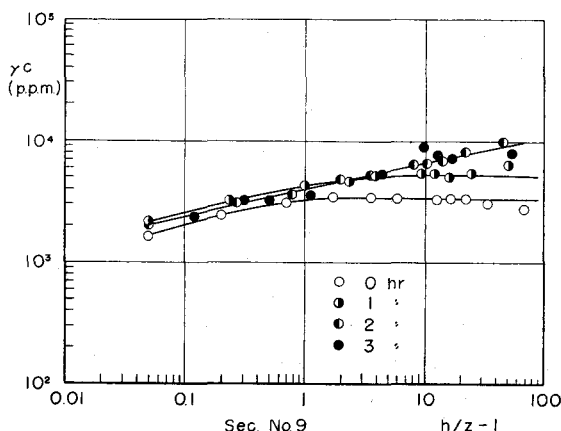


図-12(2) 濃度分布

び図-14はそれぞれ堆積砂および河床付近の浮流砂の粒度分布の1例を示したものである。図-13の No. 10 は掃流領域, No. 7はデルタの先端, No. 5 以下は浮流砂の堆積領域であるが, 浮流砂の堆積領域の粒度分布は比較的均一であり, 流下方向の粒径の変化も, 下流ほど小さくなる傾向にあるが, 比較的少ない。粒度分布は掃流領域から浮流砂堆積領域の間で急激に変化する。浮流砂の粒度分布についてもほぼ同様なことが認められる。図-14の No. 7 はほぼデルタの先端であるが, これと No. 3 の粒度の頻度分布を比較したものが図-15であり, 浮流砂の堆積領域の粒度分布が掃流領域のそれに比べて均一であることが明確に認められる。

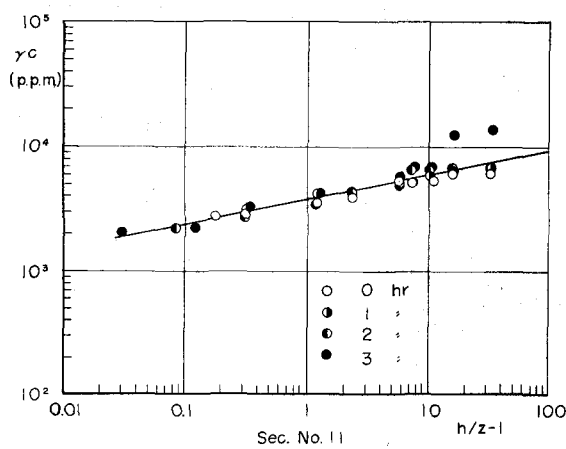


図-12(3) 濃度分布

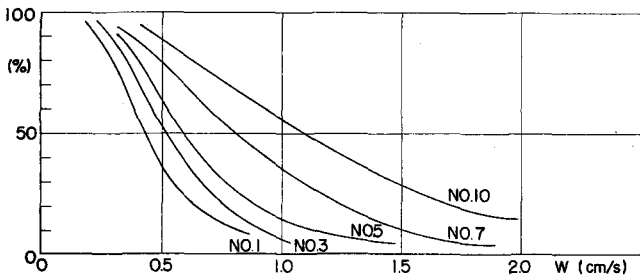


図-13 堆積砂の粒度分布

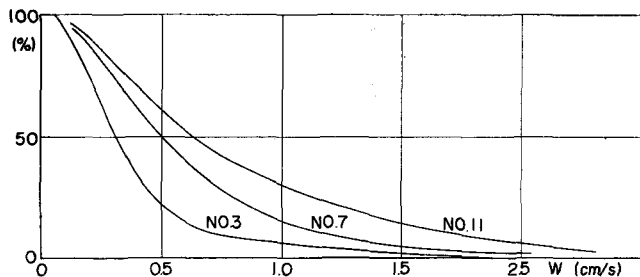


図-14 浮流砂の粒度分布

(3) 浮流砂分布の基礎式とその解

貯水池内の浮流砂分布の基礎式を論ずるにさきだって, 浮流砂濃度分布の一般式と, その特別の場合に対して行なわれている従来の解析的研究について述べる。

浮流砂の濃度分布に関する基礎方程式は従来より種々の形で表わされているが, 大別すると拡散係数にテンソル表示を用いるものとベクトル表示を用いるものとなる。前者には速水や志村などが与えたものがあり, 後者のものは野満をはじめ数多く用いられている。一般にはベクトル表示で差しつかえないが, 拡散係数の内容を乱流構造との関連にお

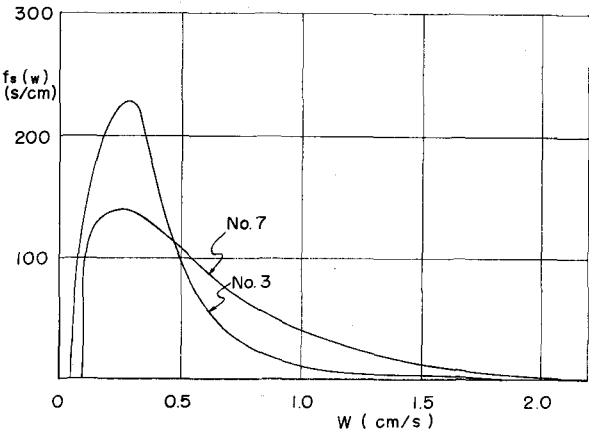


図-15 浮流砂の沈降速度の頻度分布

いて明確に把握しようという点から見るとテンソル表示で与えておく方がよい。拡散現象というのは一つの状態例えば平均濃度などがその濃度変化に応じて拡散輸送される現象であると考えられる。こうした考え方に立つと、一つ一つの砂粒子の運動は取り扱いの対象にならない。ところが高濃度の流れや混合粒径などを取り扱う場合には、さらに内部に立ち入って、土砂および水についての mass の保存を同時に追究し、その運動の内部構造を解明していく必要が生じてくる。こうした考えから Hunt は土砂の占める空間を考慮した取り扱いを行なっている。しかし $C \ll 1$ の場合にはほとんどその影響があらわれてこない。

ここでは拡散係数にベクトル表示を用いると、土砂の空間を考慮しない場合について、濃度分布式は

$$\frac{\partial c}{\partial t} + u \frac{\partial c}{\partial x} + v \frac{\partial c}{\partial y} + w \frac{\partial c}{\partial z} = \frac{\partial(\epsilon_x \cdot \frac{\partial c}{\partial x})}{\partial x} + \frac{\partial(\epsilon_y \cdot \frac{\partial c}{\partial y})}{\partial y} + \frac{\partial(\epsilon_z \cdot \frac{\partial c}{\partial z})}{\partial z} + w_0 \frac{\partial c}{\partial z} \quad (23)$$

となる。これが普通用いられている基本式である。

上式はそのままでは解析することが困難であるが、特別の場合の解は数多くえられている。

W. E. Dobbins²³⁾ は

$$\frac{\partial c}{\partial t} = \epsilon \frac{\partial^2 c}{\partial z^2} + w_0 \frac{\partial c}{\partial z} \quad (24)$$

を ϵ を const とし、

$$\left. \begin{aligned} z = h : & \quad + \epsilon \frac{\partial c}{\partial z} + w_0 c = 0 \\ z = 0, t = \infty : & \quad \epsilon \frac{\partial c}{\partial z} + w_0 c_* = 0 \\ t = 0 : & \quad c = f(z) \end{aligned} \right\} \quad (25)$$

なる初期条件および境界条件のもとに解いている。

A. A. Kalinske²⁴⁾ は

$$u \frac{\partial c}{\partial x} = \epsilon \frac{\partial^2 c}{\partial z^2} + w_0 \frac{\partial c}{\partial z} \quad (26)$$

を $u = \text{const}$, $\epsilon = \text{const}$ とし、かつ

$$\left. \begin{aligned} x = 0 : & \quad c = 0 \\ z = \infty : & \quad c = 0 \\ z = 0 : & \quad c = c_0 \text{ (const)} \end{aligned} \right\} \quad (27)$$

の境界条件を用いて解き次式をえている。

$$c = c_0 e^{-qz} - (2c_0/\pi) \int_0^\infty \{n/(n^2 + q^2/4)\} e^{(B \sin u/u) - (qz/2)} \sin n z d n \quad (28)$$

$$\text{ここに,} \quad q = w_0/\epsilon, \quad B = -(n^2 + q^2/4) \quad (29)$$

合田²⁵⁾は

$$\frac{\partial c}{\partial t} + u \frac{\partial c}{\partial x} = \epsilon \left(\frac{\partial^2 c}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 c}{\partial z^2} \right) + w_0 \frac{\partial c}{\partial z} \quad (30)$$

を基本式として、各種の境界条件を満足する解を求めているが、このうち特に(26)式についてはつぎの境界条件を用いている。

$$\left. \begin{aligned} z = 0 : & \quad -\epsilon \frac{\partial c}{\partial z} = k w_0 c \\ z = h : & \quad \epsilon \frac{\partial c}{\partial z} + w_0 c = 0 \\ x = 0 : & \quad c = c_0(z) \end{aligned} \right\} \quad (31)$$

このうち第1の境界条件は合田が考案したもので、

$k > 1$ 洗掘の傾向
 $k = 1$ 平 衡
 $0 < k < 1$ 堆積の傾向
 $k = 0$ 純堆積

である。この条件は矢野、芦田らの実験によっても妥当であると考えられる。

(31)式の条件による(26)式の解は

$$c(x, z) = \sum_{m=1}^{\infty} T_m \exp \left[-\frac{1}{R_u} \left(R_m^2 + \frac{R_w^2}{4} \right) \frac{x}{h} - \frac{R_w}{2} \frac{z}{h} \right] Z_m(z) \quad (32)$$

ただし、

$$\left. \begin{aligned}
 T_m &= \frac{1}{\frac{h}{2} \left(1 + \frac{k_1^2 w_0^2}{\varepsilon^2 \mu_m^2} \right) + \frac{w_0}{4 \varepsilon \mu_m^2} \left(\frac{\mu_m^2 + k_1^2 w_0^2 / \varepsilon^2}{\mu_m^2 + w_0^2 / 4 \varepsilon^2} - 2k_1 \right)} \int_0^h c_0(z) e^{-\frac{w_0 z}{2 \varepsilon}} Z_m(z) dz \\
 k_1 &= k - \frac{1}{2} \\
 \mu_m \cdot h &= \arctan \left(\frac{1}{2} - k_1 \right) \frac{\mu_m \cdot h \cdot R_w}{\mu_m^2 h^2 + (k_1 \cdot R_w^2 / 2)} \quad m=1, 2, 3, \dots \\
 Z_m(z) &= \cos \mu_m z - \frac{k_1 w_0}{\varepsilon \mu_m} \sin \mu_m z \\
 R_u &= u h / \varepsilon \quad R_m = \mu_m \cdot h \\
 R_w &= w_0 h / \varepsilon
 \end{aligned} \right\} \quad (33)$$

となる。以上は $u = \text{const}$ として取り扱われているので、貯水池のように u が x 方向に変化する場合にはそのまま適用することができない。この場合には x を $4x$ に区切り、その間で $u = \text{const}$ であるとして取り扱う方法も考えられるが、この方法では堆砂形状に関する一段的な性質を知ることは困難である。

(4) 貯水池内の浮流砂分布の基礎式と堆砂形状に関する考察²⁶⁾

微細土砂の運動に関しては密度流の影響を無視することができないが、ここではこれを考慮せず、しかも比較的単純な条件のもとでの浮流砂の堆砂に関する解析的取り扱いを述べる。濃度の時間的変化が緩慢であり、水路幅が一樣な場合には、濃度分布の(23)式は、近代的に次式で表わされる。

$$u \frac{\partial c}{\partial x} = \frac{\partial}{\partial z} \left(\varepsilon \frac{\partial c}{\partial x} \right) + w_0 \frac{\partial c}{\partial z} \quad (34)$$

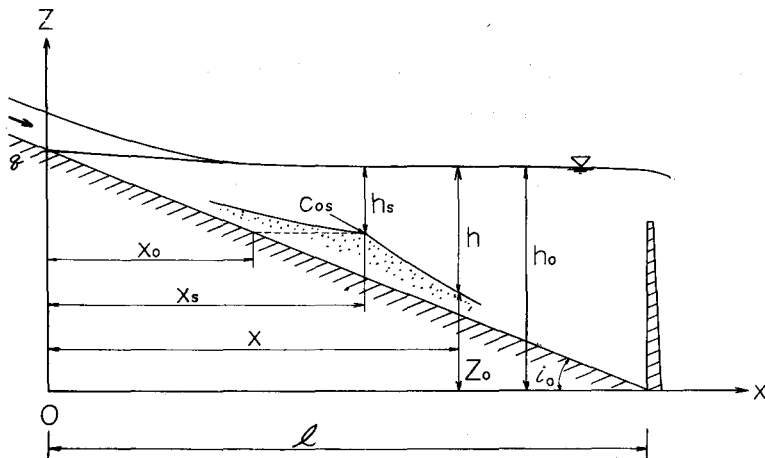


図-16 記号説明図

浮流砂および河床砂の連続式は、図-16を参照して、

$$\frac{\partial z_0}{\partial t} + \frac{1}{1-\lambda} \frac{\partial}{\partial x} \int_{z_0}^{h_0} c u dz = 0 \quad (35)$$

(35)式の第2項は、

$$\frac{\partial}{\partial x} \int_{z_0}^{h_0} c u dz = \int_{z_0}^{h_0} c \frac{\partial u}{\partial x} dz + \int_{z_0}^{h_0} u \frac{\partial c}{\partial x} dz - [cu]_{z_0} \cdot \frac{\partial z_0}{\partial x} \quad (36)$$

これに(34)式を代入し、 $\varepsilon \left[\frac{\partial c}{\partial z} + w_0 c \right]_{h_0} = 0$, $\left(\varepsilon \frac{\partial c}{\partial z} \right)_{z_0} = 0$ (u) $_{z_0} = 0$ を考慮すれば、

$$\frac{\partial}{\partial x} \int_{z_0}^{h_0} c u dz = \int_{z_0}^{h_0} c \frac{\partial u}{\partial x} dz - [w_0 c]_{z_0} \quad (37)$$

貯水池内の流速分布は密度流の影響などを考慮すると非常に複雑であって、検討を必要とするが、形式的に次式で与えておく。

$$\frac{u}{u_*} = f\left(\frac{z}{k}\right) \quad (38)$$

$$\frac{u_m}{u_*} = f\left(\frac{h}{k}\right) \quad (39)$$

$$\int_{z_0}^{h_0} c \cdot \frac{\partial u}{\partial x} dz = \frac{1}{u_*} \frac{\partial u_*}{\partial x} c_m \cdot u_m \cdot (h_0 - z_0) \beta_1 \quad (40)$$

$$\text{ここに } \beta_1 = \int_{z_0}^{h_0} c u dz / c_m \cdot u_m (h_0 - z_0) \quad (41)$$

C_m , u_m は断面内の平均濃度、平均流速

(39)式より $\partial u_*/\partial x$ を $\partial u_m/\partial x$ で表わして(40)式に代入すれば、

$$\int_{z_0}^{h_0} c \cdot \frac{\partial u}{\partial x} dz = \frac{\partial u_m}{\partial x} \cdot c_0 (h_0 - z_0) \cdot \beta \quad (42)$$

$$\text{ただし } \beta = \beta_1 \cdot \frac{C_m}{C_0} \cdot \left\{ 1 + \frac{u_*}{u_m} f'\left(\frac{h}{k}\right) \frac{h}{k} \right\} \quad (43)$$

(42)式を(37)式に代入し、さらに(35)式に代入して堆砂高 z_0 に関する微分方程式を作れば、

$$\frac{\partial z_0}{\partial t} + \frac{1}{1-\lambda} \beta \cdot c_0 \cdot q \cdot \frac{1}{h_0 - z_0} \frac{\partial z_0}{\partial x} - \frac{1}{1-\lambda} w_0 c_0 = 0 \quad (44)$$

ここに q は単位幅当りの流量、 β , c_0 は x 方向に変化する値であって、その分布形が知られば、上式は容易に解くことができる。貯水池における浮流砂の拡散に関しては従来ほとんど研究が行なわれていないので、 C_0 に対して十分な表示を与えることがむずかしいが、前述の実験の結果、 $\beta = \text{const}$ とする。また c_0 には始点濃度 c_{0s} および u_*/w_0 が主として関係するものと考えて、実験値を整理し、

$$c_0/c_{0s} = \{(u_*/w_0)/(u_*/w_0)_s\}^{n_1} \quad (n_1 \approx 0.5) \quad (45)$$

の関係がえられているので、一応これを用いることにする。しかし一般的に適用するには β , c_0 の取り扱いについてさらに検討を加える必要がある。もっとも簡単な取り扱いは $c_0 = \text{const}$ であるが、この場合には(45)式において $n_1 = 0$ とおけばよい。抵抗法則として Manning 式を用い、かつ比較的均一な場合を対象として、 $w_0 = \text{const}$ とすれば、(45)式は

$$c_0 = c_{0s} (h/h_s)^{-7n_1/6} \quad (46)$$

(44)式に(46)式を代入し、かつ

$$\left. \begin{aligned} x &= \xi \cdot l \\ t &= \tau \cdot (h_0/w_0) \\ z_0 &= \eta h_0 \end{aligned} \right\} \quad (47)$$

と置いて無次元化すると

$$\frac{\partial \eta}{\partial \tau} + K(1 - \eta)^{-[(7/6)n_1+1]} \frac{\partial \eta}{\partial \xi} - M(1 - \eta)^{(7/6)n_1} = 0 \quad (48)$$

ここに,

$$K = \frac{1}{1-\lambda} \beta \cos \left(\frac{q}{h_s \cdot w_0} \right) \frac{h_0}{l} \left(\frac{h_0}{h_s} \right)^{-[(7/6)n_1+1]} \quad (49)$$

$$M = \frac{1}{1-\lambda} \cos \left(\frac{h_0}{h_s} \right)^{-(7/6)n_1} \quad (50)$$

(48)式は Chapit の方法で解きうる。

$$\frac{\partial \eta}{\partial \xi} = p, \quad \frac{\partial \eta}{\partial \tau} = q \quad (51)$$

とおけば(48)式はつぎようになる。

$$f(\eta, p, q) = K(1 - \eta)^{-[(7/6)n_1+1]} p + q - M(1 - \eta)^{(7/6)n_1} = 0 \quad (52)$$

(52)式の特性曲線式は

$$\frac{\frac{\partial \xi}{\partial f}}{\frac{\partial p}{\partial f}} = \frac{d\tau}{dq} = \frac{\frac{d\eta}{\partial f}}{p \frac{\partial f}{\partial p} + q \frac{\partial f}{\partial q}} = - \frac{\frac{dp}{\partial f}}{p \frac{\partial f}{\partial \eta}} = - \frac{\frac{dq}{\partial f}}{q \frac{\partial f}{\partial \eta}}$$

最後の二式より

$$q = -a_0 p \quad (a_0 > 0) \quad (53)$$

(52), (53)式より

$$p = \frac{M(1 - \eta)^{-(7/6)n_1}}{K(1 - \eta)^{-[(7/6)n_1+1]} - a_0} \quad (54)$$

また

$$d\eta = p d\xi + q d\tau = p(d\xi - a_0 d\tau) \quad (55)$$

(54)式を(55)式に代入して積分すると,

$$-\frac{K}{M} \ln(1 - \eta) + \frac{a_0}{\left(\frac{7}{6}n_1 + 1\right)M} (1 - \eta)^{[(7/6)n_1+1]} + b = \xi - a_0 \cdot \tau \quad (56)$$

ここに b は積分定数。

境界条件および初期条件を用いて定数 a_0 , b を決めればよい。

$$t = t_s, \quad x = x_s : \quad h = h_s = \text{const} \quad (57)$$

$$t = 0 : \quad x_s = x_0 \quad (58)$$

(57)式より $h = \text{const}$ すなわち $d\eta = 0$ の点の ξ と τ の関係は,

$$\frac{d\xi}{d\tau} = \frac{h_0}{l \cdot w_0} \frac{dx_s}{dt_s}$$

一方(56)式より $d\eta = 0$ において

$$\begin{aligned} \frac{d\xi}{d\tau} &= a_0 \\ \therefore a_0 &= \frac{h_0}{l \cdot w_0} \frac{dx_s}{dt_s} \end{aligned} \quad (59)$$

となる。(58)式の条件より

$$b = \frac{K}{M} \ln(1 - \eta_s) + \frac{a_0}{\left(\frac{7}{6}n_1 + 1\right)M} (1 - \eta)^{(7/6)n_1+1} + \xi_0$$

$$\text{ここに } \eta_s = 1 - \frac{hs}{h_0}, \quad \xi_0 = \frac{x_0}{l}$$

したがって(56)式は

$$\begin{aligned} & \frac{K}{M} \ln \left(\frac{1 - \eta_s}{1 - \eta} \right) + \frac{a_0}{\left(\frac{7}{6} n_1 + 1 \right) M} \{ (1 - \eta)^{(7/6)n_1+1} - (1 - \eta_s)^{(7/6)n_1+1} \} \\ & = (\xi - \xi_0) - a_0 \cdot \tau \end{aligned} \quad (60)$$

となる。これが堆砂形状を表わす方程式であり、伝播速度 a_0 を持って前進する解であることが理解される。しかし今の所諸常数を決定することは容易でない。いま実験値の c_{os} , w_0 および dxs/dt を用いて a_0 , M の値を決定し, n_1 は実験値を用い, β を含む K の値はかなり小さいので, $K=0$ として, 堆砂形状を計算した結果は図-17に示すとおり実験値と比較的良く一致している。しかしこの方法はこう配急変点の進行速度および河床付近の濃度 c_0 に関する仮定に大きく依存しており, これらの合理的な決定法などさらに検討すべき所が多く残されている。

2-4. 堆砂に及ぼす密度流の影響

貯水池内の密度流は微細粒子の運動ひいてはその堆砂形状や堆積土砂の排出に大きな影響を与える重要な問題である。これは, 季節的な貯水池内の水温分布の特性, 流入水密度と貯水池内密度との関係などによってきわめて複雑に変化するものであって, Mead 湖では多年にわたって詳細な調査が続けられているし²⁷⁾, わが国でも合田²⁸⁾や吉良²⁹⁾などによって実態的調査が行なわれている。一方その機構や特性に関しては Harleman^{30), 31)}らによって研究されており, このシリーズの密度流論においても詳細に論じられることと思う。ここでは紙面の都合もあって, 詳細は省略するが, 浮流砂特に微細土砂の運動に対して重要な影響を持つものであるので項目のみ挙げておいた。これらの文献を参照していただきたい。

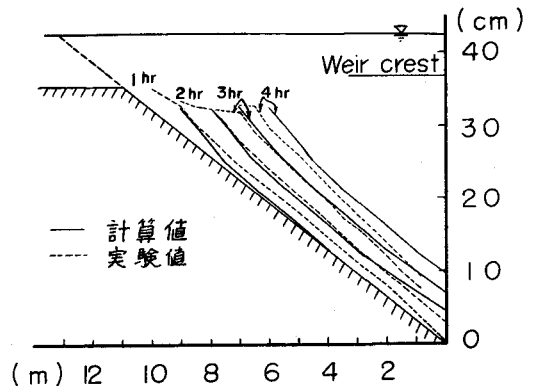


図-17 堆砂形状に関する実験値と計算値との比較

参 考 文 献

- 1) 吉良八郎：堆砂率による貯水池寿命の推定, 土地改良10巻12号, 昭.35,
- 2) 通産省公益事業局水力課：発電用貯水池, 調整池土砂堆積状況表, 発電水力 No. 71, 昭. 39. 7, pp. 55 ~60
- 3) 田中治雄：わが国における貯水池築造に関する応用地学的研究, 電力中央研究所報告, 昭32.
- 4) B. J. Witzig: Sedimentation in reservoirs, Proc. ASCE, June, 1943, pp. 1047~1071
- 5) 鶴見一之：貯水池堆砂量の一算法, 土木学会誌, 第39巻第3号, 昭29, pp. 143~145
- 6) 吉良八郎：貯水池の堆砂に関する水理学的研究, 香川大学農学部紀要, 第12号, 昭38, pp. 30~42
- 7) The Subcommittee on Lake Mead Interdivisional Committee on Density Currents National Research Council: Lake Mead density currents investigations, Vol. one, two (1937~1940) U. S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation, 1941, Vol. three(1940~1946), 1947.
- 8) 前出論文6), pp. 48~66
- 9) W. M. Borland and C. R. Miller: Distribution of sediment in large reservoirs, Proc., ASCE, Vol. 84, HY2, 1958, pp. 1~18.
- 10) 前出論文6), pp. 42~48

- 11) 吉良八郎：貯水池の堆砂分布予知法について，農業土木研究，26巻7号，昭34，pp. 58～60
- 12) 中部電力株式会社：泰阜えん堤上流堆積物調査資料，昭40.
- 13) 前出論文6).
- 14) H. G. Heineman: Volume-weight of reservoir sediment, Proc. ASCE, HY5, 1962, pp. 181～197
- 15) A. S. Harrison: Deposition of the head of reservoirs, Proc., Minnesota International Hydraulics Convention, I. A. H. R., 1953, pp. 199～225.
- 16) 杉尾捨三郎：堰上流の堆砂現象に関する解析的研究，土木学会論文集第32号，昭31.
- 17) 杉尾捨三郎：堰上流の堆砂現象に関する実験，土木学会誌第38巻，第11号，昭28.
- 18) 山岡勲：堰における堆砂の進行過程とその形状について，北海道土木試験所月報，第104号，昭37.
- 19) 矢野勝正，芦田和男，定道成美：ダムの背砂に関する研究(1)，一貯水池における砂堆の運動機構について，京都大学防災研究所年報第6号，昭38. pp. 254～265
- 20) 前出論文19).
- 21) 合田健：上水浄化における水理学上の基礎的諸問題，京都大学学位論文，昭31.
- 22) 矢野勝正，芦田和男，大同淳之，前田武：浮遊流砂による貯水池の堆砂に関する研究，京都大学防災研究所年報第7号，昭39，pp. 348～364
- 23) W. E. Dobbins: Effect of turbulence on sedimentation, Proc. ASCE, Vol. 69, No. 2, 1943.
- 24) A. A. Kalinske: Suspended material transportation under non-equilibrium conditions, Trans., A. G. U., 1940.
- 25) 前出論文21).
- 26) 前出論文22).
- 27) 前出論文7).
- 28) 前出論文21).
- 29) 前出論文6).
- 30) Task Committee on Preparation of Sedimentation Manual ASCE: Sediment transportation mechanics: density currents, Proc., ASCE, Vol. 89, No. HY5, 1963, pp. 77～87.
- 31) O. R. F. Harleman: Stratified Flow, Handbook of Fluid Dynamics, McGraw-Hill Book Co., Inc., New York, N. Y., 1961.

第 2 篇 局 所 洗 掘 論

水流による洗掘現象は、その本質においては、第 1 篇で述べられた河床変動の現象と同一であるといつてよい。一般に、ダムの上流部においては、前述されたような河床変動を余儀なされるのが普通のものである。これらは通常ダムを建設したために、適当な流水の連続性とさらに流砂量に対する連続性が破られることによるものと考えられる。ダムの建設にともなう河床変動の中には、現象がきわめて局所的であつて、河川そのものを 1 つの水流と考えたいいわゆる一次元的な解析法では、とうてい解決できないようなきわめて特異な河床変動をみることは少なくない。その代表的なものとして、たとえば、ダム放水口付近における局所的な河床の変動やダム上下流部の流路中に設けられた種々の構造物周辺における局所的な河床の洗掘現象をあげることができる。

一般に、ダム上下流部における以上のような局所的な河床の変動を軽減防止するためには、適切な模型実験を実施して、その軽減防止に対して適確な判断をくだすべきであり、これまで多くの実験的研究が行なわれてきた。ところが、このような局所的な河床の変動はきわめて多くの要因に支配され、その現象そのものも大変複雑であるから、どのような相似律にもとづいて、模型実験を実施すべきかについては、あまり適確な解答がえられていないといえないのが現状であつて、実験結果はもっぱら定性的な現象の把握にとどまらざるをえないようである。

このような現状において、著者の一人土屋に与えられた題目は、ダムにおける Sedimentation に関連した局所洗掘現象に対する考察であるが、実際のところあまり勉強していないし、また現象そのものの複雑多岐性のために、系統的な考察に基づいてお話することができないのを大変残念に思う。この現象の多岐性のために、今日までに取り扱われてきた現象の水理学的な表現に対しては、種々の手法によって、それぞれの水理構造物周辺の洗掘現象が考察されてきたので、適当な頁数が許されるならば、それぞれの方法論と洗掘防止に対するかなりの資料を示して、この種の研究の現状を明らかにすることは、ある程度可能であろう。しかし限られた頁数で、きわめて多岐なこの現象を適確に考察することは、とうていわたくしのできることではないので、ここでは洗掘現象のできるだけ本質的なものと考えられるつぎの課題に限定して考察してみたいと思う。

局所洗掘の現象に対する認識とその軽減防止のための模型実験を中心とした考察は、きわめて古くから実施されてきたが、周知のように、1962 年米国土木学会 (ASCE) は土砂流送の力学の中で¹⁾、とくに浸食の現象をとりあげ、最近の研究をもとにして、きわめて簡潔な要約を試み、浸食現象を地面浸食と局所洗掘とに大別して論じている。局所洗掘の現象が生ずるためには、まず第 1 に流れの作用によって砂礫が移動しなければならないが、これは必ずしも十分条件ではない。いうまでもなく、砂礫の移動にともなつて、その移動量の場所的な不均衡を生ずることが第 2 の条件として必要である。そして、それらの条件に対して、河床砂礫の特性が大きく影響することは当然であつて、とくに土砂が粘着性を有するかどうかは、土砂の土質力学的性質を導入する必要と関連するので、一般に現象はさらに複雑になるであろう。

水工学上の実際問題のみならず、土砂水理学上からいっても、第 1 に局所洗掘現象が起こるかどうかという限界を解明することは、きわめて重要であろう。そして、つぎにどのような機構によって、現象が進行するかを解明し、以上を総合して適確な局所洗掘の軽減防止対策をはからなければならない。しかしながら、以上のような立場から、ダム上下流部における種々の局所洗掘現象を直接考察することは、前述したように、現象が複雑すぎるので、ここではできるだけ単純な場合の局所洗掘問題をとりあげて、基礎的な考察を進めることにしよう。その代表的な現象として、ダム下流部の放水口付近にみられるような鉛直または水平な噴流状の水流による洗掘問題について考察することにし、適当なつぎの機会に流路中に設けられる橋脚や突堤状の水理構造物周辺における洗掘問題や局所洗掘現象の実際問題について説明したいものと考えている。

1. 噴流による洗掘限界

前述したように、局所洗掘現象が起こるためには、砂礫の移動にともなつて、その移動量に場所的な変化がなければならないが、一方砂礫が移動すれば必ず洗掘が起こるという場合もかなり存在し、たとえば水門とか放水

口などの下流部のように、一般に上流から砂礫が流送されない場合にみることができる。そして、この問題は流水に対する河床の抵抗性についての水理学的な表現ともいえるものであって、一様な河床状態の場合は、いわゆる限界掃流力として知られており、わが国では栗原あるいは岩垣の研究が有名である。ここでは、主として水平な噴流状水流による洗掘限界の問題をとりあつかい、限界掃流力との関連のもとに考察し、さらに砂礫の粒度分布や土砂の粘性などの影響についても簡単に考察してみたい。

1-1 一様砂礫の場合の洗掘限界

いま、水門や放水口下流部の局所洗掘を防止するために、図-1のように長さ L の滑面の水たたきを設けた場合を考え、その下流が洗掘限界にあるための条件、すなわち水たたきの先端付近にある砂礫の移動限界を土屋²⁾の研究にもとづいて考察しよう。限界掃流力に関する岩垣³⁾の研究と同様に、砂礫に作用する力を図-2のようにあらわすと、その移動限界の条件は、つぎのようになる。

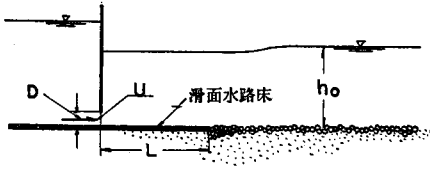


図-1 水門下流部における水たたき

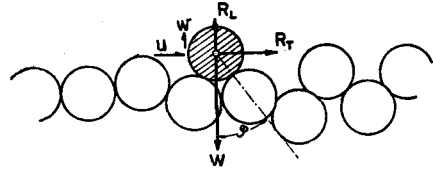


図-2 砂礫に作用する力

$$R_T = \{(\sigma - \rho)g(\pi/6)d^3 - R_L\} \tan \varphi \quad (1)$$

ここに、 σ および ρ ：砂礫および水の密度、 d ：球状砂礫の代表的な大きさ、 g ：重力の加速度、 φ ：砂礫の静止摩擦角、である。

いま厚さ δ の境界層を考え、流体抵抗 R_T を主流の部分に働く抵抗 R_{Tm} と境界層の部分に働く抵抗 R_{Tv} とにわけて、

$$R_T = R_{Tm} + R_{Tv} \quad (2)$$

とあらわす。主流部分の砂礫の断面積を $\beta_s(\pi/4)d^2$ 、境界層の部分の断面積を、 $(1 - \beta_s)(\pi/4)d^2$ とし、(2)式右辺の各項をそれぞれつぎのようにあらわす。

$$R_{Tm} = -\frac{\rho}{8} C_{D1} \beta_s u_1^2 \pi d^2 - \left(\frac{\partial p}{\partial x} \right)_a d \beta_s \frac{\pi}{4} d^2 \quad (3)$$

$$R_{Tv} = -\frac{\rho}{8} C_{D2} (1 - \beta_s) u_2^2 \pi d^2 - \left(\frac{\partial p}{\partial x} \right)_a d (1 - \beta_s) \frac{\pi}{4} d^2 \quad (4)$$

ここに、 u_1 および u_2 ：それぞれ主流および境界層における流体抵抗を求めるときの代表流速であり、 C_{D1} および C_{D2} ：それぞれ u_1 および u_2 に対応した抵抗係数である。また(3)および(4)式の右辺第2項は圧力勾配 $\partial p / \partial x$ による抵抗をあらわす。

鉛直方向の流体抵抗と圧力勾配による揚力 R_L も同様に、

$$R_L = R_m + R_{Lm} \quad (5)$$

とし、この右辺の各項がそれぞれつぎのようにあらわされるものとする。

$$R_{Lm} = -\frac{\rho}{8} C_{Dw1} \Lambda_1 w_1^2 \pi d^2 - \left(\frac{\partial p}{\partial z} \right)_a d \Lambda_1 \frac{\pi}{4} d^2 \quad (6)$$

$$R_{Lv} = -\frac{\rho}{8} C_{w2} \Lambda_2 w_2^2 \pi d^2 - \left(\frac{\partial p}{\partial z} \right)_a d \Lambda_2 \frac{\pi}{4} d^2 \quad (7)$$

ここに、

$$\delta \leq d/2: \Lambda_1 = (1 - \delta/d), \Lambda_2 = (\delta/d)^2 (1 - \delta/d) \quad (8)$$

$$\delta \geq d/2: \Lambda_1 = 4(\delta/d)(1 - \delta/d), \Lambda_2 = \delta/d \quad (9)$$

また w_1 および w_2 はそれぞれ主流および境界層における鉛直方向の流速成分の代表流速であり、 C_{Dw1} および C_{Dw2} はそれぞれ w_1 および w_2 に対応した抵抗係数である。

以上の諸式にもとづいて、実際に計算を進めるためには、水たき床面上に発達する境界層を中心とした流れの特性を明らかにする必要がある。二次元自由噴流に関する研究を参考にした土屋¹⁾の研究によると、水門下流部における噴流状水流においても、最大流速が一定である、いわゆる Zone of flow establishment および最大流速が距離の平方根に反比例して減少するいわゆる Zone of established flow の領域が存在し、それらの領域においては自由噴流の結果が十分適用できること、および自由水面の効果が顕著に現われる領域が存在することが確認され、前2領域における境界層の発達もいちおう明らかにされているから、砂礫の移動限界に及ぼす乱れの影響をいかに考慮するかということが問題になる。以上述べた流れに対する洗掘限界を論ずる場合には、(2)～(9)式の表示と関連して、つぎのおおの場合について計算する必要がある。

- 1) Zone of flow establishment における洗掘限界
 - a) 層流境界層を仮定した場合: i) $\delta \geq d$ の場合, ii) $\delta \leq d$ の場合
 - b) 乱流境界層を仮定した場合: i) $\delta \geq d$ の場合, ii) $\delta \leq d$ の場合
- 2) Zone of establishment flow における洗掘限界
 - a) 層流境界層を仮定した場合: i) $\delta \geq d$ の場合, ii) $\delta \leq d$ の場合
 - b) 乱流境界層を仮定した場合: i) $\delta \geq d$ の場合, ii) $\delta \leq d$ の場合

これらのうち、一例として 1), b), i) の場合の計算の結果を参考までに説明しよう。この場合は、 $\beta_s = 0$ であって、乱流境界層内における乱れの影響を考慮しなければならない。いま、流速成分をそれぞれ $u = \bar{u} + u'$ および $w = \bar{w} + w'$ とあらわし、Taylor と同様に、(3)および(4)式に含まれる $\partial p / \partial x$ および(6)および(7)式に含まれる $\partial p / \partial z$ の統計的平均をとり、さらに最小渦の直径 $\lambda_{xx}, \lambda_{zz}$ および λ_{xz} を導入して変形すれば、つぎのようにあらわすことができる。

$$\begin{aligned}
 -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x} &= \sqrt{\bar{u'^2}} \left\{ \frac{\partial \bar{u}}{\partial x} + \sqrt{2} \frac{\sqrt{\bar{u'^2}}}{\lambda_{xx}} \right\} + \sqrt{2} \bar{u} \frac{\sqrt{\bar{u'^2}}}{\lambda_{xx}} \\
 &\quad + \sqrt{\bar{w'^2}} \left\{ \frac{\partial \bar{u}}{\partial z} + \sqrt{2} \frac{\sqrt{\bar{u'^2}}}{\lambda_{xz}} + \frac{1}{4 \bar{u'^2}} \left(\frac{\partial \bar{u'^2}}{\partial z} \right)^2 \right\} \\
 &\quad + \bar{w} \sqrt{2} \frac{\sqrt{\bar{u'^2}}}{\lambda_{xz}} + \frac{1}{4 \bar{u'^2}} \left(\frac{\partial \bar{u'^2}}{\partial z} \right)^2 \quad (10)
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial z} &= \sqrt{\bar{u'^2}} \left\{ \frac{\partial \bar{w}}{\partial x} + \sqrt{2} \frac{\sqrt{\bar{w'^2}}}{\lambda_{xz}} \right\} + \sqrt{2} \bar{u} \frac{\sqrt{\bar{w'^2}}}{\lambda_{xz}} \\
 &\quad + \sqrt{\bar{w'^2}} \left\{ \frac{\partial \bar{w}}{\partial z} + \sqrt{2} \frac{\sqrt{\bar{w'^2}}}{\lambda_{zz}} \right\} + \sqrt{2} \bar{w} \frac{\sqrt{\bar{w'^2}}}{\lambda_{zz}} \quad (11)
 \end{aligned}$$

上式中の $\bar{u}$ としては、Zone of flow establishment における乱流境界層の関係として求められたつぎの関係が適用される。

$$\bar{u}/u_0 = (z/\delta)^n, \quad 0 \leq n < 1 \quad (12)$$

$$(\delta/D)(UD/\nu)^{2n/(3n+1)} = \{\lambda(2n+1)(3n+1)/n\}^{(n+1)/(3n+1)} (x/D)^{(n+1)/(3n+1)} \quad (13)$$

また、これらの関係から求められる $\bar{w}$ と、境界層内の速度変動に関する Spengos の実験結果から求められる

$$\sqrt{\bar{u'^2}} \approx 2u^*, \quad \sqrt{\bar{w'^2}} \approx u^* \quad (14)$$

および最小渦の直径に対して、混合距離との関係から

$$\lambda_{xx} = \sqrt{2a} l, \quad \lambda_{zz} = \lambda_{xz} = al \quad (15)$$

などを仮定し、さらに前述した代表流速 u_2 および w_2 に対して $u_2 = \bar{u} + \sqrt{\bar{u'^2}}$ および $w_2 = \bar{w} + \sqrt{\bar{w'^2}}$ を用いて、以上の諸式を計算し、砂礫の移動限界条件を求めた結果は、つぎのようになる、

$$\frac{u_*^2}{(\sigma/\rho - 1)gd \tan \phi} = \frac{4}{3\phi_3} \quad (16)$$

ここに,

$$\begin{aligned}
 \phi_3 = & C_{D2} \left\{ (\lambda)^{-(n+1)/2} \left(\frac{u_e^* d}{\nu} \right)^n + 2 \right\}^2 + 2 \left[\frac{d}{al_a} \left\{ 2(2 + \sqrt{2}) \right. \right. \\
 & + (\lambda)^{-(n+1)/2} \left(\frac{u_e^* d}{\nu} \right)^n \left(2 + n \frac{al_a}{d} \right) \left. \right\} \\
 & - 2(n+1)(2n+1)(\lambda)^{-(n+1)/2} \left(\frac{u_e^*}{U} \right)^{2n+1} \left(\frac{u_e^* d}{\nu} \right)^{n+1} \\
 & + 2\sqrt{2} \frac{(n+1)(2n+1)}{n} (\lambda)^{-(n+1)/2} \left(\frac{d}{al_a} \right) \left(\frac{u_e^*}{U} \right)^2 \left(\frac{u_e^* d}{\nu} \right) \left. \right] \\
 & + C_{Dw2} \left\{ \frac{(n+1)(2n+1)}{n} (\lambda)^{-(n+1)/2} \left(\frac{u_e^*}{U} \right)^2 \left(\frac{u_e^* d}{\nu} \right)^n + 1 \right\}^2 \tan \varphi \\
 & + 2 \left[\frac{d}{al_a} \left\{ (1 + 2\sqrt{2}) + (\lambda)^{-(n+1)/2} \left(\frac{u_e^* d}{\nu} \right)^n \left\{ \sqrt{2} \right. \right. \right. \\
 & + \left. \frac{(n+1)(2n+1)}{n} \left(\frac{u_e^*}{U} \right)^2 \right\} \right] + (n+1)(2n+1)(\lambda)^{-(n+1)/2} \\
 & \left(\frac{u_e^*}{U} \right)^2 \left(\frac{u_e^* d}{\nu} \right)^n \left\{ 1 - \frac{(n+1)(2n+1)}{n} (\lambda)^{-(n+1)/2} \left(\frac{u_e^*}{U} \right)^{2n+1} \right\}^{(3n+1)/n} \\
 & \left. \left(\frac{u_e^* d}{\nu} \right) - \frac{4(2n+1)}{n} (\lambda)^{-(n+1)/2} \left(\frac{u_e^*}{U} \right)^{2n+1} \left(\frac{u_e^* d}{\nu} \right) \right\} \tan \varphi \quad (17)
 \end{aligned}$$

であり, u_e^* : 砂礫の移動限界における水たき先端における摩擦速度, $\bar{u}_0$: 噴流の最大流速, l : 混合距離であって Spengos の実験結果から求められる値, また C_{D2} および C_{Dw2} はそれぞれつぎの Reynolds 数の関数であって, 球の抵抗係数に関する実験結果から求められるものを用いることにする。

$$\left. \begin{aligned} R_{e2} &= (\lambda)^{-(n+1)/2} (u_e^* d / \nu)^{n+1} \\ R_{ew2} &= \{ (n+1)(2n+1)/n \} (\lambda)^{-(n+1)/2} (u_e^* / U)^2 (u_e^* d / \nu)^{n+1} \end{aligned} \right\} \quad (18)$$

ここに, λ は局所的摩擦係数の関係に含まれる実験定数であって, この領域の場合には Blasius の式と同一の値である。

前述したこのほかの場合に対しても, 同様に計算を進めることができるが, 結果がかなり複雑になるので省略する。結局以上のような計算結果から, つぎのような表示をうることができた。

Zone of flow establishment および Zone of established flow の両領域に対して,

$$\frac{u_e^{*2}}{(\sigma/\rho - 1)gd \tan \varphi} = \frac{4}{3\phi_i}, \quad (i=1, 2, \dots, 8) \quad (19)$$

$$\text{ここに, } \phi_i = \phi_i \{ u_e^* d / \nu, u_e^* / U \text{ または } u_e^* / \bar{u}_0 \} \quad (20)$$

であり, i は前述した Zone of flow establishment に対して $i=1, 2, \dots, 4$, および Zone of established flow に対して $i=5, 6, \dots, 8$ である。これらの理論的關係を實際数値計算し, 実験結果と比較した結果について, つぎに説明しよう。

図-3は Zone of flow establishment における洗掘限界に関する上記の理論結果と実験結果とを比較したものであり, また図-4は Zone of established flow に対する同様な結果を示す。図中に示した理論曲線は, 限界掃流力に関する岩垣の研究³⁾と同様に, 遮蔽係数 ε を導入して, (19)式を

$$\frac{u_e^{*2}}{(\sigma/\rho - 1)gd \tan \varphi} = \frac{4}{3\varepsilon\phi_i}, \quad (i=1, 2, \dots, 8) \quad (21)$$

とあらわし, 限界掃流力の場合と同様に $\varepsilon=0.4$ としたものである。また図中に u_e^* / U または $u_e^* / \bar{u}_0$ の値に対して l および t と記入してあるのは, それぞれ層流境界層および乱流境界層を仮定した場合を示している。これらの結果によると, 種々の仮定にもとづいた理論結果であるにもかかわらず, こうした噴流による洗掘限界を限界掃流力の場合と同じ $\varepsilon=0.4$ という1つの実験定数のみで, かなりよく説明することができることがわかる。そして, 限界掃流力の場合と相違して, (20)式の関係の中に, 境界層が発達するためと考えられる1つの無次元量 u_e^* / U または $u_e^* / \bar{u}_0$ が介入する。

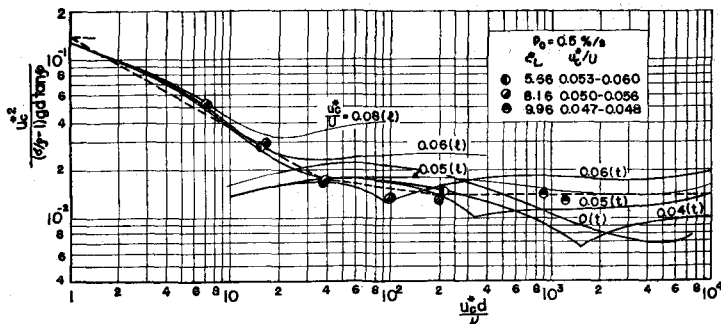


図-3 Zone of folw establishment における洗掘限界の理論結果と実験結果との比較

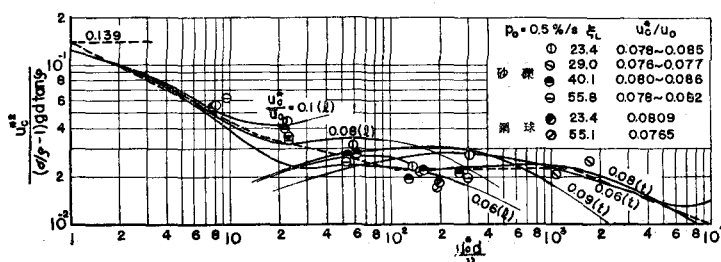


図-4 Zone of established folw における洗掘限界の理論結果と実験結果との比較

以上は水たたきに沿う境界層の発達がいちおう解明された領域に対してであるが、さらに前述したように、自由水面があるために、流れの特性がきわめて複雑になる領域における洗掘限界も考察する必要がある。水門下流部における噴流の拡散に関する実験結果を参考にし、前記2領域における洗掘限界と関連させて、次元解析的につぎの関係を見出すことができる。

$$U/U_w = f(h_0/L) \quad (22)$$

ここに、 U : 水たたきの長さ L , 砂礫の特性, 水門の大きさおよび水温をあたえたときの洗掘限界における水門出口の流速, U_w : 同じ条件において前述した2領域の洗掘限界の関係から求められる仮定の流速, および h_0 : 下流水深である。図-5は(22)式の実験的に検討した結果であって、砂礫の特性など種々条件を変えたこの実験の範囲内では、確かに(22)式の関係が成立するようである。 h_0/L の値が大きい場合には、 $U = U_w$ となり、前記2領域の場合に相当するが、その限界は $h_0/L = 0.288$ 付近である。さらに、 h_0/L の値が小さくなり、等流状態での限界掃流力への移行は明確ではない。

以上の考察の結果を適用して、洗掘限界を検討するために利用されるべき実験公式として、図-3および図-4に折線で示した関係および図-5に実線で示した関係からえられるつぎの実験公式が提案される。

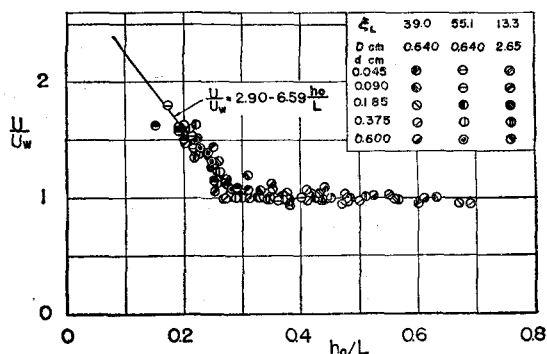


図-5 U/U_w と h_0/L との関係

1) Zone of flow establishment ($L/D \leq 10.4$, $h_0/L \geq 0.288$) における公式

$$\begin{aligned}
 R^* \geq 1330; \frac{L}{D} &= 37.5 \left(\frac{UD}{\nu} \right)^{-1} \left\{ \frac{U^2}{(\sigma/\rho - 1)gd \tan \phi} \right\}^5 \\
 286 \leq R^* \leq 1330; &= 0.220 \left(\frac{d}{D} \right)^{65/9} \left(\frac{UD}{\nu} \right)^{-2/7} \left\{ \frac{U^2}{(\sigma/\rho - 1)gd \tan \phi} \right\}^{65/14} \\
 2.68 \leq R^* \leq 286; &= 0.000434 \left(\frac{d}{D} \right)^{20/9} \left(\frac{UD}{\nu} \right)^{11/9} \left\{ \frac{U^2}{(\sigma/\rho - 1)gd \tan \phi} \right\}^{35/9} \quad (\text{乱流}) \\
 &= 0.0288 \left(\frac{d}{D} \right)^{3/9} \left(\frac{UD}{\nu} \right)^{-1/9} \left\{ \frac{U^2}{(\sigma/\rho - 1)gd \tan \phi} \right\}^{14/9} \quad (\text{層流}) \\
 R^* \leq 2.68; &= 0.0691 \left(\frac{UD}{\nu} \right)^{1-} \left\{ \frac{U^2}{(\sigma/\rho - 1)gd \tan \phi} \right\}^2
 \end{aligned} \tag{23}$$

2) Zone of established flow ($10.4 \leq L/D$, $h_0/L \geq 0.288$) における公式

$$\begin{aligned}
 9050 \leq R^* \leq 76400; \frac{L}{D} &= 0.614 \left(\frac{d}{D} \right)^{5/16} \left(\frac{UD}{\nu} \right)^{3/16} \left\{ \frac{U^2}{(\sigma/\rho - 1)gd \tan \phi} \right\}^{25/32} \\
 670 \leq R^* \leq 9050; &= 10.60 \left(\frac{UD}{\nu} \right)^{-1/8} \left\{ \frac{U^2}{(\sigma/\rho - 1)gd \tan \phi} \right\}^{15/16} \\
 79.6 \leq R^* \leq 670; &= 2.73 \left(\frac{d}{D} \right)^{5/24} \left(\frac{UD}{\nu} \right)^{1/12} \left\{ \frac{U^2}{(\sigma/\rho - 1)gd \tan \phi} \right\}^{5/6} \quad (\text{乱流}) \\
 &= 21.9 \left(\frac{d}{D} \right)^{8/45} \left(\frac{UD}{\nu} \right)^{-2/9} \left\{ \frac{U^2}{(\sigma/\rho - 1)gd \tan \phi} \right\}^{32/45} \quad (\text{層流}) \\
 2.68 \leq R^* \leq 79.6; &= 1.317 \left(\frac{d}{D} \right)^{3/8} \left(\frac{UD}{\nu} \right)^{1/4} \left\{ \frac{U^2}{(\sigma/\rho - 1)gd \tan \phi} \right\}^{3/4} \quad (\text{乱流}) \\
 &= 11.74 \left(\frac{d}{D} \right)^{8/25} \left(\frac{UD}{\nu} \right)^{-2/25} \left\{ \frac{U^2}{(\sigma/\rho - 1)gd \tan \phi} \right\}^{16/25} \quad (\text{層流}) \\
 R^* \leq 2.68; &= 16.11 \left(\frac{UD}{\nu} \right)^{-2/5} \left\{ \frac{U^2}{(\sigma/\rho - 1)gd \tan \phi} \right\}^{4/5}
 \end{aligned} \tag{24}$$

3) $h_0/L \leq 0.288$ における公式

$$U/U_w = 2.90 - 6.59(h_0/L) \tag{25}$$

以上説明した洗掘限界に関する考察は、水門下流部付近における噴流状の水流に着目したものであるが、これに反して、水たたきが十分長く近似的に等流状態になっている場合の洗掘限界についても考察しておこう。この場合の流れの状態は図-6のようにあらわされるが、いま水たたき下流端付近の流速分布として、層流底層を考慮した対数法則を適用し、限界掃流力に関する岩垣³⁾の研究と同様に取り扱えば、結局(21)式と同様なつぎのような関係を導くことができる⁴⁾。

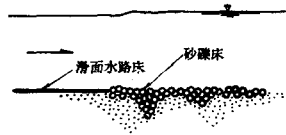


図-6 滑面水路床の下流端における水たたき

$$\frac{u_*^2}{(\sigma/\rho - 1)gd \tan \phi} = \frac{4}{3\epsilon\phi_i}, \quad (i = 1, 2) \tag{26}$$

$$\text{ここに,} \quad \phi_i = \phi_i(u_*^* d / \nu) \tag{27}$$

であり、また符号 i はそれぞれ砂礫が完全に層流底層内に入ってしまう場合および層流底層から一部露出する場合の関係に対応している。図-7は(26)式であらわされる理論結果と実験値とを比較したものである。図中には比較のために、限界掃流力の場合の岩垣³⁾の理論曲線を示しておいたが、この結果および図-3および図-4から、つぎのことがわかるであろう。洗掘限界をあらわす水理学的関係としては、限界摩擦速度を用いた(21)あるいは(26)式の表示が適当のようであって、かなり実験結果を説明することができる。そして、水たたきが滑面である

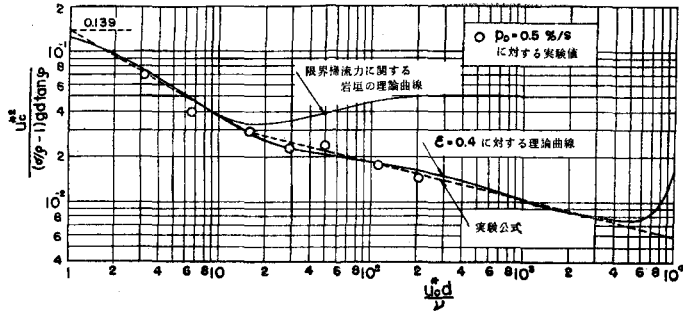


図-7 滑面水路床の下流端における洗掘限界の理論結果と実験値との比較

場合の砂礫の移動限界の問題は、限界掃流力の場合に比べて砂礫が大きくなると、かなり小さな掃流力で規定されることがわかる。実用上の見地から、図-7に示した結果を、折線で近似して限界摩擦速度の関係であらわしたつぎのような実験公式を提案することができる。

$$\left. \begin{aligned} 88.6 \leq R^* \leq 60300 : u_*^2 &= 0.0794 \{(\sigma/\rho - 1)g \tan \phi\}^{8/9} \nu^{2/9} d^{2/3} \\ 2.68 \leq R^* \leq 88.6 &= 0.216 \{(\sigma/\rho - 1)g \tan \phi\}^{7/9} \nu^{4/9} d^{1/3} \\ R^* \leq 2.68 &= 0.139 \{(\sigma/\rho - 1)g \tan \phi\} d \end{aligned} \right\} \quad (28)$$

$$\text{ここに,} \quad R^* = \{(\sigma/\rho - 1)g \tan \phi\}^{1/2} d^{3/2} / \nu \quad (29)$$

なお、以上のような水平な流れの場合のほか、鉛直噴流による洗掘限界に関しても、土屋³⁾が検討を行なって、実験公式を提案していることをつけ加えておきたい。

1-2 洗掘限界に及ぼす粒度分布の影響

一般の砂礫はいうまでもなく混合砂礫であるが、その粒度分布の洗掘限界に及ぼす影響を理論的に検討することは、きわめてむずかしい。従来限界掃流力に及ぼす粒度分布の影響については、Kramer 以来種々実験的に考察されてきたが、その理論的考察は全く行なわれていないのみならず、はたしてそのような効果が存在するかどうかとも明確ではない。ここでは、土屋³⁾が混合砂礫の限界掃流力を考察した結果について述べて、洗掘限界に及ぼす粒度分布の影響を論ずるための参考に供したい。

限界掃流力とか前述したような洗掘限界の問題は、砂礫床面における現象であるから、その現象に及ぼす粒度分布の効果を検討するにあたっては、砂礫床面に露出している砂礫の粒度分布に立脚すべきように考えられる。したがって、いま砂礫床面に露出している砂礫のひん度分布において、最もひん度の高い砂礫という意味で、対数正規分布にしたがう場合、その中央粒径をもって移動限界に対する代表粒径として、図-7に示した岩垣³⁾の理論曲線をもとにして実験結果を整理した結果が図-8である。この図の $\bar{\epsilon}_r$ は前述した中央粒径に対応して $\epsilon=1$ の場合の理論曲線から求められる値と標準偏差 $(d_{84}/d_{16})^{1/2}$ をもつ混合砂礫の限界掃流力との比であって、 $(d_{84}/d_{16})^{1/2} = 1$ すなわち一様砂礫の場合には $\epsilon = 0.4$ となり、標準偏差とともに減少する傾向を示すことがわかる。図中の曲線は、上述した考えにも

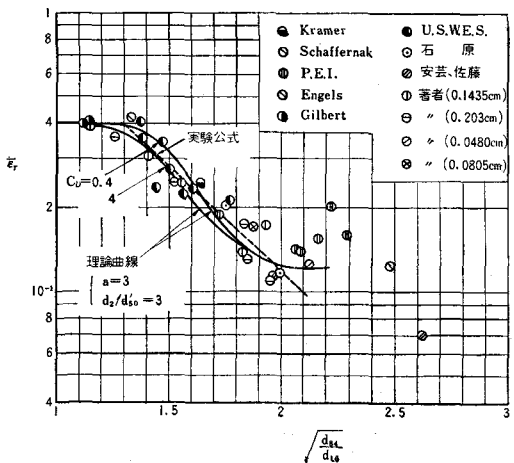


図-8 遮蔽係数 $\bar{\epsilon}_r$ の標準偏差 $(d_{84}/d_{16})^{1/2}$ による変化

とづいて、砂礫床面付近における流れの状態、とくに砂礫から出る後流と各砂礫の遮蔽効果に対する確率論的な

検討からえられたものであって、移動限界に関する条件とともにあらわせば、つぎのようである。

$$\frac{u^*_{*0}{}^2}{(\sigma_r/\rho - 1)gd_r \tan \phi_r} = \frac{1}{\bar{\epsilon}_r \phi_i'} \quad , \quad (i = 1, 2, 3) \quad (30)$$

ここに、符号は前述した代表砂礫をあらわし、ここでは砂礫床面に露出している砂礫の中央粒径 d'_{50} であり、または $\bar{\epsilon}_r$ は代表砂礫に及ぼす遮蔽効果の平均を意味する。また ϕ_i' は(26)式に対応して求められる岩垣³⁾の理論的表示であり、 $\bar{\epsilon}_r$ は前述した考えのもとに、近似的な計算を進めた結果えられたもので、つぎのようにあらわされる。

$$\bar{d}_i/L \leq 1/a; \quad \frac{\bar{\epsilon}_r}{\epsilon} = \left[1 - a \left(\frac{\bar{d}_i}{L} \right)^2 - \frac{5}{4} C_D \left(\frac{\bar{d}_i}{L} \right)^{2/3} \left\{ 1 - a^{1/3} \left(\frac{\bar{d}_i}{L} \right) \right\}^{4/3} \left\{ \frac{(L/\bar{d}_i)^{1/3} - a^{1/3}}{(L/\bar{d}_i) - a} \right\}^2 \right] \quad (31)$$

$$\bar{d}_i/L \geq 1/a; \quad \frac{\bar{\epsilon}_r}{\epsilon} = 1 - \left\{ (\bar{d}_i/L) \right\}^2$$

$$\text{ここに、} \quad \bar{d}_i/L = (d_i/d'_{50}) \sqrt{g' f_i} \quad (32)$$

であり、さらに $\bar{d}_i$: 砂礫の遮蔽効果が一樣粒径の場合と同様に ϵ の程度であると考えられる粒径、 L : $\bar{d}_i$ なる砂礫の床面における影響範囲を示す代表的な長さ、 a : 1 コの砂礫から出る後流における死水領域の長さ、 C_D : 砂礫の抵抗係数、 g' : 混合砂礫床面の露出砂礫数 $\bar{N}$ を $\bar{N}d'_{50}{}^2$ とあらわしたときの値、および f_i : d_i/d'_{50} のある値より大きい砂礫の占め

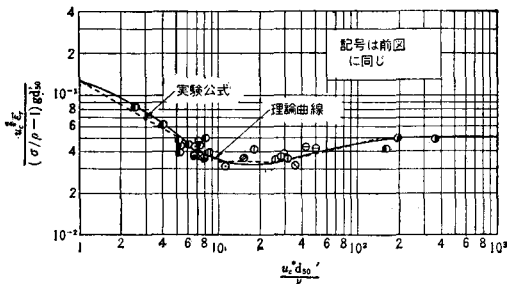


図-9 混合砂礫の限界掃流力の理論曲線と実験値との比較

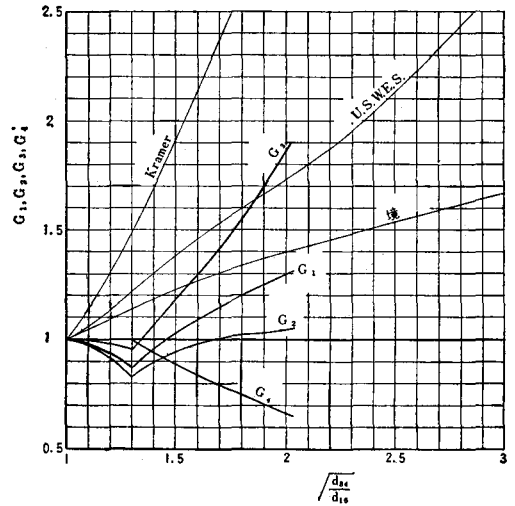


図-10 G_1, G_2, G_3 および G_4 の $(d_{84}/d_{16})^{1/2}$ による変化

る割合、である。図-8によると、上記の理論的考察の結果は $(d_{84}/d_{16})^{1/2} \approx 2$ 付近まではかなり実験値と一致していることがわかるので、いま図中に示した実験公式をもとにして、(29)式の関係で $(d_{84}/d_{16})^{1/2} < 2$ の範囲の実験値を図示したものが図-9である。この結果から明らかなように、前述した考え方による混合砂礫の限界掃流力に関する考察は、いちおうこれまでに行なわれた実験結果の大部分のものを説明することができるが、 $(d_{84}/d_{16})^{1/2} > 2$ の範囲については、今後の研究にまたねばならない。

図-8および図-9の結果を経合し、砂礫の大きさとして通常用いられる中央粒径 d_{50} をもって、混合砂礫の限界掃流力に関する実験公式を提案すれば、つぎのようになる。

$$\left. \begin{aligned} R^* \leq 671 & \quad ; \quad u^*_{*0}{}^2 = 0.050 G_1 (\sigma/\rho - 1) g d_{50} \\ 162.7 \leq R^* \leq 671 & \quad ; \quad = G_2 \{ 0.01505 (\sigma/\rho - 1) g \}^{25/22} \nu^{-3/11} d_{50}^{31/22} \\ 54.2 \leq R^* \leq 162.7 & \quad ; \quad = 0.0340 G_1 (\sigma/\rho - 1) g d_{50} \\ 2.14 \leq R^* \leq 54.2 & \quad ; \quad = G_3 \{ 0.1235 (\sigma/\rho - 1) g \}^{25/32} \nu^{7/16} d_{50}^{11/32} \\ R^* \leq 2.14 & \quad ; \quad = 0.140 G_1 (\sigma/\rho - 1) g d_{50} \end{aligned} \right\} \quad (33)$$

$$\text{ここに、} \quad R^* = G_4^{3/2} (\sigma/\rho - 1)^{1/2} g^{1/2} d_{50}^{3/2} / \nu \quad (34)$$

であり、また G_1, G_2, G_3 および G_4 の標準偏差 $(d_{84}/d_{10})^{1/2}$ による変化は図-10に示すとおりであるが、いうまでもなく G_1, G_2, G_3 および G_4 の値がすべて1になる一様粒径の場合には、周知の岩垣公式にはかならない。

以上の考察によると、限界掃流力に及ぼす砂礫の粒度分布の影響は、きわめて複雑であって、今後の研究にまつべきところが少なくないが、いちおう粒度分布の効果を見出すことができたので、これらの結果を前述した洗掘限界の問題に、近似的に適用することはある程度可能なように考えられる。さらに、詳細な議論は直接おのおの場合に対して検討すべきであろう。

1-3 洗掘限界に及ぼす土砂の粘着性の影響

粘着性ある土砂の掃流力に対する抵抗性の問題は、前述した場合に較べていっそう複雑であって、土砂の土質力学的性質との関連を明らかにしなければならない。ここでは、もぐり鉛直噴流による粘着性ある土砂の洗掘限界を考察した Dunn⁹⁾ の研究を紹介しよう。Dunn は限界掃流力に関する White の研究と同様に、土砂片の単位面積に働く掃流力がクーロンの式であらわされる土砂のせん断応力に等しいと置いて、つぎの関係を導いた。

$$\tau_c = \bar{\sigma} \tan \varphi_h + C_h \quad (36)$$

ここに、 τ_c : 限界掃流力 (Dunn はこの値を、土砂粒子が掃流力によってはく離し、水がこんだくするときを限界として定めた)、 $\bar{\sigma}$: 土砂面に働く垂直応力、 φ_h : 土砂の内部摩擦角、および C_h : 土砂の粘着力である。さらに、(32)式右辺第1項は一般に小さく、真の限界掃流力にある小さな定数が付加される程度であると考え、さらに C_h が土砂の Vane 値と塑性指数などの関数であると考え、次式であらわした。

$$C_h = S_v f(p) + f_i(p) \quad (35)$$

ここに、 S_v : 土砂の Vane 値、 $f(p)$ および $f_i(p)$: いずれも土砂の塑性指数の関数である。

Dunn は以上の考察をもとにして、種々の土砂の限界掃流力に関する実験を、もぐり噴流を用いて行ない、土砂面に働く限界掃流力の値を直接測定した。限界掃流力と Vane 値および塑性指数との関係を検討し、つぎのような実験公式を提案している。

$$\tau_c = 0.02 + \{(S_v + 180)/100\} \tan(30 + 1.73p) \quad (37)$$

ここに、 τ_c は lb/ft^2 である。または、土砂の塑性指数が粒度分布特性に関係するとして、Phi scale を用いた中央値 M_ϕ を用いて、次式を提案している。

$$\tau_c = 0.02 + \{(S_v + 180)/1000\} \tan 15.5(M_\phi - 2.3)^{0.905} \quad (38)$$

ただし、 M_ϕ の値の範囲は 2.53~6.12 である。

以上の結果によると、粘着性ある土砂の限界掃流力は土砂の Vane 値に比例するのみならず、土砂の塑性がかなり影響することがわかる。しかしながら、土砂の粘着性が少なくなった場合の砂粒の限界掃流力への移行は、全く説明されていないが、前述したような土質力学的性質との複雑な関連によるものと考えられる。

2. 噴流による局所洗掘機構

噴流による局所洗掘機構の解明に対する最初の試みは 1940年 Rouse⁸⁾ によってはじめられたといつてよい。その後、同様な考えによる種々の噴流による洗掘現象が、Doddiah⁹⁾ によってなされた。また 1953年 Laursen¹⁰⁾ は水平噴流による局所洗掘を、洗掘に対する連続方程式をもとにして取り扱い、1958年岩垣¹¹⁾ らは種々の鉛直噴流による洗掘の力学的機構を考察し、それぞれ興味深い研究成果をあげている。ここでは、これらの研究成果のうち代表的なものと思われる 2, 3 を説明しよう。

2-1 局所洗掘機構に関する一般的考察

局所洗掘の現象は、一般にきわめて複雑であって、その機構を説明するための一般的な方法論を確立することは、いまのところほとんど不可能といつてよいが、Laursen¹⁰⁾ は洗掘現象をつぎのような考え方で考察している。すなわち、(1)洗掘量は洗掘された領域に対して流送される土砂の輸送量とその領域から下流へ流送される土砂の輸送量との差である、(2)洗掘量は洗掘によって流水断面が増加すると減少する、(3)その過程には、与えられた初

期条件に対して、洗掘の終局的状態が存在する、および(4)その状態へは時間とともに漸近する、などを仮定し、条件(1)から

$$df(B)/dt = g(B) - g(S) \quad (39)$$

を提案している。ここに、 $f(B)$ ：洗掘された領域の数学的表示、 t ：時間、 $g(B)$ ：この領域から下流へ流送される土砂の輸送量で洗掘形状および場所の関数である、および $g(S)$ ：この領域に対して流送される土砂の輸送量である。この方程式はいうまでもなく、第1編で述べられた河床変動の連続方程式を、洗掘領域について適用したものであって、洗掘領域の形状を実験的にあらかじめ規定しておかなければならない。また、 $df(B)/dt > 0$ であれば、洗掘が進行することは当然であるが、後述するように、洗掘が時間の対数とともに無限に増加するという Rouse⁹⁾ の考えとは相違して、Laursen は洗掘現象には終局的状態が存在することを主張するものである。すなわち、 $df(B)/dt = 0$ という条件によってあらわされる、いわゆる安定な洗掘状態がそれである。

一方、局所洗掘現象を第1編で述べられた河床変動と同様な手法で考察することにすれば、二次元の場合の洗掘に対する連続方程式は、つぎのようにかかれる。

$$\partial z / \partial t + \{1/(1 - \lambda_0)\} \partial q_s / \partial x = 0 \quad (40)$$

ここに、 z ：洗掘深さ、 q_s ：距離 x の点を通過する砂礫の輸送量、および λ_0 ：砂礫の空隙率を100で割った値である。(40)式を適用して、洗掘機構を取り扱うためには、 q_s を適確に評価することが必要であるが、たとえ対象とする洗掘現象がかなり単純なものであっても、洗掘領域における砂礫の運動機構はきわめて複雑であり、いわゆる非平衡状態における流砂問題であるから、一般には非常に困難であるといわねばならないであろう。まして、一般のより複雑な洗掘現象を、以上のような方法で解析的に取り扱うことは不可能というべきであり、従来よりこの問題に対する考察に統一的な方法論のないのは、主として以上のような理由によるものと考えられる。

しかしながら、洗掘形状が実験結果にもとづいて数学的に表示される場合で、かつ洗掘領域内のある断面での流砂量がかなり確実に計算される場合には、(39)式にもとづいて洗掘機構を論ずることができるであろう。その代表的な例として、後述する Laursen¹⁰⁾ の研究や突堤周辺の洗掘を論じた椿ら¹²⁾の研究をあげることができる。また、洗掘領域の各断面における流砂量を、なんらかの方法で評価できる場合には、いちおう(40)式によって洗掘形状の時間的変化を求めることができよう。その例は、鉛直噴流による洗掘を論じた岩垣¹¹⁾らの研究にみることができる。

以上のほか局所洗掘現象の複雑さのため、現象を支配する諸要素間の関係を実験的に検討しようとする試みが、いわゆる次元解析の方法によってなされてきた。その最初の試みは、鉛直噴流の場合に対してなされた Rouse⁹⁾の研究やわが国では粟津¹³⁾の研究などにみることができるが、現在のところでは、その水理機構との関連は明確とはいえないようである。

2-2 水平噴流による洗掘機構

Laursen⁷⁾は図-11に示したような水平噴流において、下流水深が十分大きく、さらに水たたきがない場合の洗掘に関する実験を4種類の砂を用いて行ない、(39)式にもとづいて洗掘機構を考察した。図-11は洗掘形状の無次元表示であって、噴流出口から砂堆までの距離 x_D を基準

長にとってある。確かに、洗掘の初期を除いて、洗掘形状を統一的に表示することができるので、(39)式を適用することができる。しかしながら、岩垣ら¹⁴⁾の最近の研究によると、水深が小さくなると、必ずしも図-11の表示は適当でなく、一般にきわめて複雑な形状をとるようである。図-12(1)は洗掘の時間的変化を、 x_D/D の $\omega t/D$ との関係であらわしたものであり、ここに、 D ：噴流出口の大きさ、 U ：噴流出口の流速および ω ：砂礫の沈降速度、である。この表示は、すでに Rouse⁹⁾ によって示されたものであり、このような表示において洗掘が直線的に進行することがわかるが、さらに長時間の後には一般に前述したいわゆる終局的状態に近づくものと考えるべきであって、図-12(2)に示した Tarapore の実験結果はよく

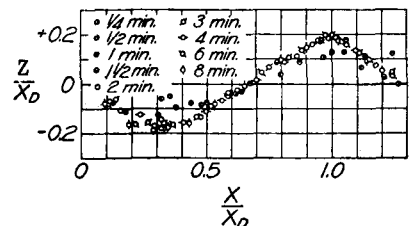


図-11 洗掘形状の無次元表示

この事実を示している。

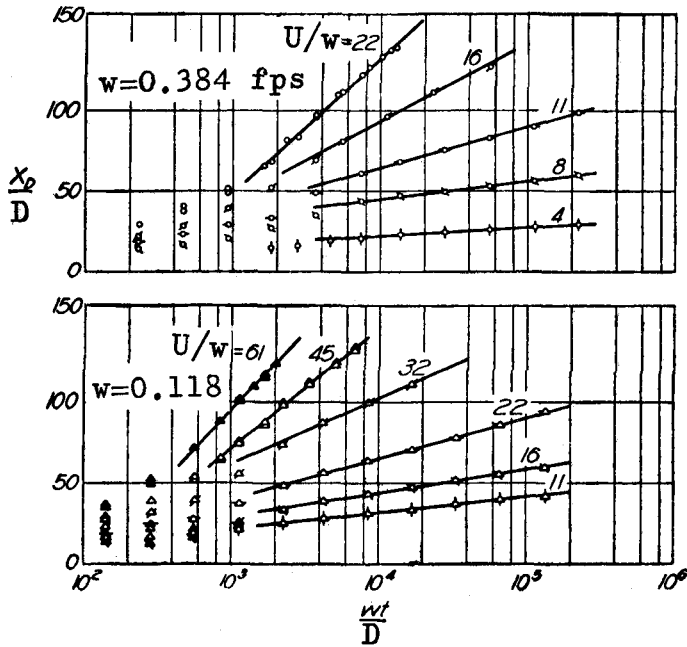


図-12(1) 洗掘深さの時間的变化(1) (Laurrsen による)

Laursen は以上の結果を (39) 式にもとづいて解析するために、まず (39) 式右辺に流水の砂礫輸送能力に対して実験的に検討した結果を適用して、つぎのようにあらわした。

$$K_s \frac{d(x_D^2)}{dt} = \frac{K_s U^{6.5}}{\omega^2} \left(\frac{1}{x_D^4} - \frac{1}{x_L^4} \right) \quad (41)$$

ここに、 K_s : 図-11に示した洗掘形状からえられる実験定数であって、0.14~0.15、 K_e : 流水の砂礫輸送能力の関係に含まれる実験定数、および x_L : 洗掘の終局的状態における x_D の値である。(41)式から洗掘の時間的变化を求めるには、 x_L に対するなんらかの表示を必要とするので、Laursen は実験的に検討した関係として、

$$x_L/D = C_1 (U/\omega)^{1/2} \left(U/\sqrt{(\sigma/\rho - 1)gD} \right)^{3/4} \quad (42)$$

を適用して、結局 (41) 式の解として、つぎの関係を導いている。

$$\begin{aligned} \frac{1}{2} \log \left\{ \frac{1 + (x_D/x_L)^2}{1 - (x_D/x_L)^2} \right\} - \left(\frac{x_D}{x_L} \right)^2 \\ = C_2 \frac{\omega t/D}{K_s U/\sqrt{(\sigma/\rho - 1)gD}} \end{aligned} \quad (43)$$

ここに、 C_1 および C_2 はともに実験定数である。図-13

は (43) 式の関係を実験結果と比較したものであるが、いちおうこの現象を説明していることがわかる。

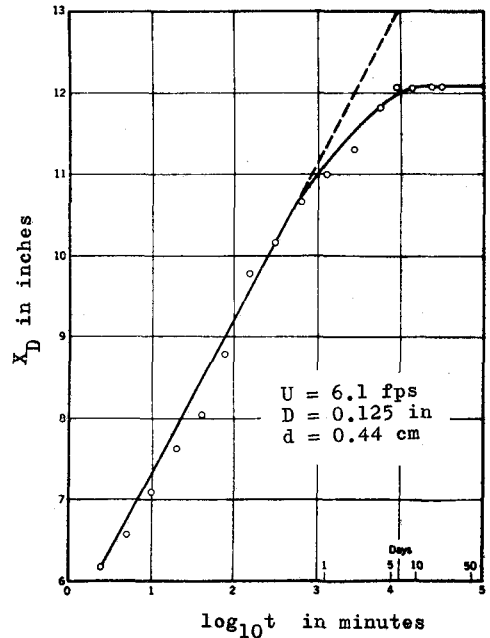


図-12(2) 洗掘深さの時間的变化(2) (Tarapore による)

以上の結果は、洗掘の連続方程式を実験結果にもとづいて計算してえられたものであるが、流水の輸送能力の表示に対しては必ずしも同意できない点もあるけれども、かなり洗掘の現象を洞察するのに役立つものと思われる。また、(39)式の $f(B)$ は、(43)式の関係に参考によれば、下流水深や水たたきの長さなどの影響を考えない場合には、一般につきのような関数関係であらわされるものと考えられる。

$$f_1(B) = f_1\{U/\omega, Ut/D, UD/\nu, U^2/gD, \sigma/\rho\} \quad (44)$$

ここに、 $f_1(B)$ は $f(B)$ の無次元表示であり、また対象とする洗掘現象がいわゆる混合砂礫床におけるものであるならば、一般には砂礫の粒度分布の影響が介入するよ

うであるが、明確なことはほとんどわかっていない。(44)式は、さらにつきのように変形することも可能である。

$$f'_1(B) = f'_1\{U/V_s, Vt/d, UD/\nu, D/d, \sigma/\rho\} \quad (45)$$

ここに、 $V_s^2 = (\sigma/\rho - 1)gd$ である。

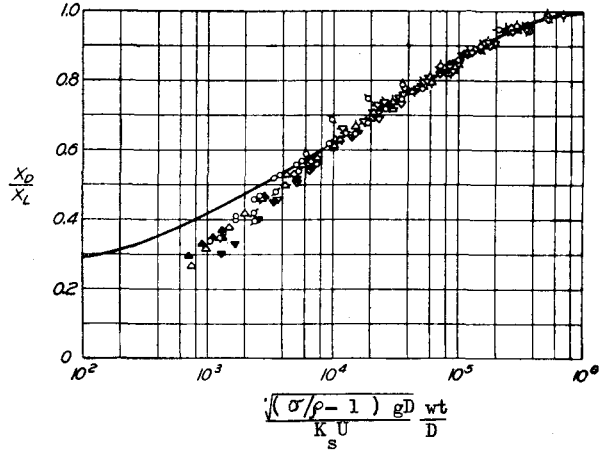


図-13 水平噴流による洗掘に関する実験結果と理論曲線との比較

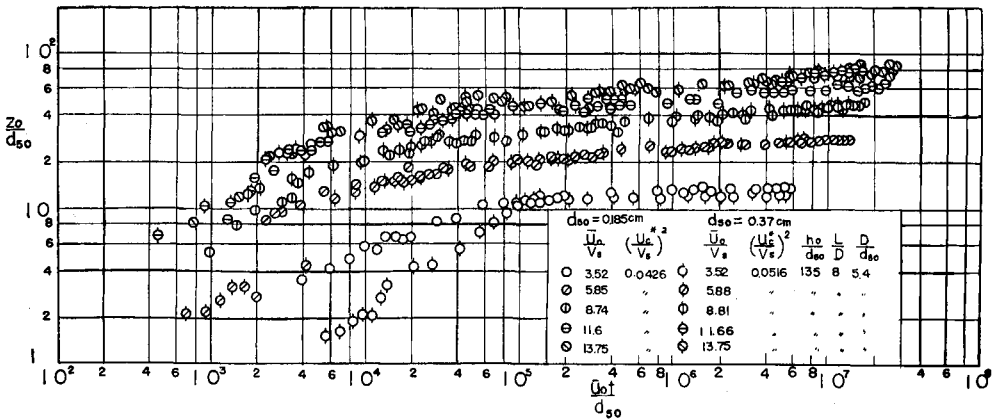


図-14 洗掘現象の相似性に関する実験結果

図-14に示した結果は、水たたきのある場合の洗掘現象の相似性について、岩垣らが大小2つの実験水槽を用いて実験し、両者を比較したものであるが、(44)および(45)式に含まれている UD/ν の影響はあまり顕著でなく、 U/V_s の値を一定にすることの方が重要であることがわかる。ただし、図中では洗掘深さとして最大洗掘深さ z_0 を用い、また $\bar{u}_0$ の代りに、水たたき先端における最大流速を用いたほか、下流水深、水たたきの長さおよび限界掃流力などに関する無次元量を付加してある。さらに、岩垣¹⁴⁾らの最近の研究によると、こうした洗掘現象は、下流水深によって大きく左右され、ときには洗掘現象に周期性があらわれるなど、この問題の複雑性が見出だされているので、以上の考察はこの現象に対する単純な1つの試みというべきであって、今後の研究にまつべきところが少なくない。とくに、(39)式にもとづいて洗掘機構を論ずる限りにおいては、できるだけ適確に砂礫の輸送量を評価しうる断面を任意に選ぶことが可能であるから、流砂問題との関連において、さらに明確な洗

掘理論を確立すべきように思われる。

2-3 鉛直噴流による洗掘機構

Rouse⁸⁾ は二次元もぐり 鉛直噴流による 洗掘現象を 次元解析の方法で考察し、洗掘深さの無次元量 z/D が V/ω および Vt/D によってあらわされることを示したが、一方岩垣¹¹⁾らは砂礫床面付近の流れに対して、噴流の拡散特性と関係づけた境界層の解析を行ない、(40)式で示される連続方程式にもとづいて洗掘機構を考察したが、ここでは一例として、円形噴流の場合に対する岩垣¹¹⁾らの研究の一部を紹介しよう。まず、この場合の洗掘の連続方程式は、(40)式に対応して、つぎのようにあらわされる。

$$\partial z / \partial t + \{1/(1 - \lambda_0)\} \partial(q_s x) / \partial x = 0 \quad (46)$$

ここに、 x は噴流の中心から放射線方向にとった距離である。上式中の q_s として Kalinske-Brown の流砂量公式が適用されるものと仮定しよう。すなわち、

$$q_s / u^* d = A_0 (u^* / V_s)^{2m} \quad (47)$$

ここに、 A_0 および m は実験定数である。一方、噴流の拡散特性に関しては、もぐり噴流の場合は周知の Al-bertson らの結果が適用されるものとし、床面上に発達する境界層を運動量方程式にもとづいて近似的に解析して、床面に沿う摩擦速度の分布を、つぎのようにあらわした。

$$\frac{u^{*2}}{V_b^2} = k \beta^{-1/4} \left(\frac{V_b h}{\nu} \right)^{-1/5} \left(\frac{x}{h} \right)^{-1/5} \{1 - e^{-152(x/h)^2}\}^{9/10} \quad (48)$$

ここに、 V_b ：床面における噴流の仮想最大流速、 h ：噴流出口から床面までの距離、 k および β ：実験定数 である。上式中の h を $h-z$ とかいて(47)および(48)式を(46)式に代入して積分した結果は、つぎようになる。

$$(h-z)/D = \{\xi + (h/D)^{(18m+19)/10}\}^{10/(18m+19)} \quad (49)$$

ここに、

$$\left. \begin{aligned} \xi &= \{(18m+19)/10(1-\lambda_0)\} (6.2V/V_s)^{2m} \{N(h/x) + N'\} \left(\frac{d}{D} \right) \left(\frac{6.2Vt}{h} \right) \\ N &= A_0 (k\beta^{-1/4})^{(2m+1)/2} (6.2Vh/\nu) (x/h)^{-(2m+1)/10} \{1 - e^{-562(x/h)^2}\}^{9(2m+1)/20} \\ N' &= dN/d(x/h) \end{aligned} \right\} \quad (50)$$

さらに、終局的状態における洗掘深さの関係は、近似的に(48)式を限界摩擦速度に等しいとおいて、いちおうつぎのようにあらわすことができる。

$$(h-z_\infty)/D = (k\beta^{-1/4})^{5/9} (6.2V/u^*_0) (6.2Vh/\nu)^{-1/9} (x/h)^{-1/9} \{1 - e^{-152(x/h)^2}\}^{1/2} \quad (51)$$

以上と同様な考察は非もぐり噴流の場合に対しても進めることができて、結局こうした現象は噴流の拡散現象に大きく依存することが明らかにされている。とくに、洗掘深さの時間的変化は必ずしも Rouse⁸⁾ の主張のように、単純にはあらわされないことがわかるし、また(50)式から明らかなようにもっとも支配的な無次元量として V/V_s をあげることができる。実験結果との比較は省略するが、要するに、(46)式にもとづく洗掘機構の考察

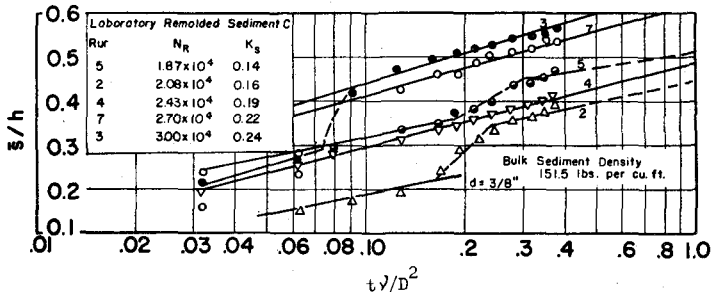


図-15 粘着性ある土砂の洗掘深さの時間的変化

においては、前述した場合と同様に各断面の流砂量をどのように表示するかが問題であって、必ずしも(47)式の表示では十分とはいいがたく、どうしても非平衡状態における流砂法則をさらに明確にしなければならないと思われる。

2-4 粘着性ある土砂の洗掘機構

洗掘機構に及ぼす土砂の粘着性の影響については、あまり研究されていないが、この洗掘現象の2, 3の特性について簡単に述べておこう。図-15は Moore ら¹⁵⁾による実験結果の一例であって、もぐり噴流による平均洗掘深さの時間的変化を示したものである。この結果によると、ある範囲では図-12と同様に洗掘深さは時間の対数とともに増加するようであって、Moore はこの現象を次元解析的に考察して、つぎの関係をえている。

$$\bar{s}/h = F(tv/D^2, VD/\nu, h/D, SD^2/\rho\nu^2) \quad (52)$$

ここに、 $\bar{s}$: 平均の洗掘深さおよび S : 土砂の洗掘抵抗特性であって、1. で述べた Vane 値に対応する。図-15を参考にして、(52)式を

$$\bar{s}/h = K_s \log(tv/D^2) \quad (53)$$

とあらわすことにすれば、 K_s は VD/ν , $SD^2/\rho\nu^2$ および h/D の関数と考えられるが、 h/D の影響を省略して、実験的に検討した結果が図-16である。図中 A, B および C は土砂の種類を示す。これから明らかなように、粘着性ある土砂の洗掘機構に対しては、前述した砂礫の場合と相違して、Reynolds 数 VD/ν の影響がかなり現われるようである。さらに、詳細な議論は土砂の洗掘抵抗特性をあらわす無次元量 $SD^2/\rho\nu^2$ について検討するとともに、平均の洗掘深さのみならず、洗掘形状そのものについても考察すべきように思われる。

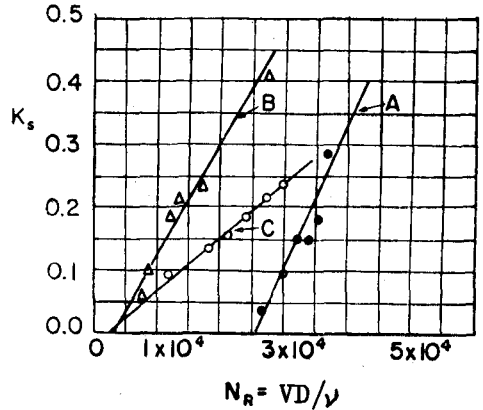


図-16 K_s の Reynolds 数 $VD/\nu = N_R$ による変化

あ と が き

以上局所洗掘現象の代表的な2, 3をとりあげて、主として洗掘限界と洗掘機構に主眼をおいて、その概要を説明したが、最初にも述べたように、この現象の複雑多岐性のために、一貫した方法論を確立することはきわめてむずかしく、今後の研究にまつべきものが少なくない。しかしながら、これまで各方面で活発に研究されてきた成果は、この現象の解明に大きく寄与するはずであって、局所洗掘現象に対する適確な軽減防止対策の確立も必ずしも不可能ではないものと考えられる。著者も今後こうした現象を解明するために、非平衡状態における流砂法則の確立とともに、大いに研究を進めていきたいと考えている。

最後に、この機会を与えられ終始御指導を仰いだ石原藤次郎教授および懇切な御指導をいただいた岩垣雄一教授に心から謝意を表明するとともに、原稿の清書をしていただいた一重サト嬢に謝意を表する。

参 考 文 献

- 1) Task Committee on Preparation of Sedimentation Manual, ASCE: Sediment transportation mechanics, Erosion of sediment, Proc. ASCE, Vol.88, HY4, 1962, pp.109-127.
- 2) 土屋義人: 水門下流部における洗掘限界に関する研究, 土木学会論文集, 第82号, 昭37, pp.21-51.
- 3) 岩垣雄一: 限界掃流力の流体力学的研究, 土木学会論文集, 第41号, 昭31, pp.1-21
- 4) 土屋義人: 滑面水路床の下流端における洗掘限界, 土木学会論文集, 第80号, 昭37, pp.18-29.
- 5) 土屋義人: 鉛直噴流による洗掘限界について, 京大防災研究所年報, 第6号, 昭38, pp.278-311.
- 6) 土屋義人: 混合砂礫の限界掃流力について, 土木学会論文集, 第98号, 昭38, pp.1-9.
- 7) Dunn, I.S.: Tractive resistance of cohesive channels, Proc. ASCE, Vol.85, SM3, 1959, pp.1-24

- 8) Rouse, H.: Criteria for similarity in the transportation of sediment. Proc. Hyd. Conf., Univ. of Iowa, Bull. 20, 1940, pp.33-49.
- 9) Doddiah, D., Albertson, M.L. and Thomas, R.: Scour from jets, Proc. Minnesota Int. Hyd. Conv., I.A.H.R., 1953, pp.161-169.
- 10) Laursen, E.M.: Observations on the nature of scour, Proc. 5th Hyd. Conf., State Univ. of Iowa, Bull. 34, 1952, pp.179-197.
- 11) Iwagaki, Y., Smith G.L. and Albertson, M.L.: Analytical study of the mechanics of scour for three-dimensional jet, Colorado State Univ. Research Foundation, Presented at A.S.C.E Hydraulic Conference, August 1958.
- 12) 椿東一郎, 齊藤隆: 突堤による河床の洗掘について, 山口大学工学部学報, 第13巻, 第1号, 昭38, pp.71-80.
- 13) 栗津清蔵: 洗掘機構についての基礎的研究, 土木学会論文集, 第52号, 昭33, pp.1-25.
- 14) 岩垣雄一, 土屋義人, 今村正孝: 水門下流部における局所洗掘に関する研究(1), 京大防災研究所年報, 第8号, 昭40, pp. 365-377.
- 15) Moore, W.L. and Masch, F.D.: Experiments on the scour resistance of cohesive sediments, Jour. Geophysical Research, Vol.67, No. 4, 1962, pp.1437-1449.